



Mikko Engren

## **Betonin kolmiaksaalisen jännitystilan hyödyntäminen vaaka- ja pystyrakenteiden liitosalueiden suunnittelussa**

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi  
diplomi-insinöörin tutkintoa varten.

Espoo 30.9.2019

Työn valvoja: Professori Jari Puttonen

Työn ohjaaja: Jari Toijonen, DI

---

**Tekijä** Mikko Engren

---

**Työn nimi** Betonin kolmiaksaalisen jännitystilan hyödyntäminen vaak- ja pystyrakenteiden liitosalueiden suunnittelussa

---

**Koulutusohjelma** Building Technology

---

**Pää-/sivuaine** Civil Engineering

**Koodi** ENG27

---

**Työn valvoja** Professori Jari Puttonen

---

**Työn ohjaaja(t)** DI Jari Toijonen

---

**Päivämäärä** 30.9.2019

**Sivumäärä** 83+17

**Kieli** suomi

---

## Tiivistelmä

Diplomityössä tutkittiin pilarin ja laatan liitosalueen tehollista lujuutta ja kolmiaksaalisen puristusjännitystilan tuomaa mahdollista lisää pilarin puristuskestävyyteen. Korkean rakennuksen runkorakenteessa alemman kerroksen pilareihin kohdistuu huomattavasti suurempia kuormia kuin pilaria ympäröivään laattaan, jonka johdosta pilari yleensä valmistetaan lujemmasta betonista kuin laatta. Liitosalue on kuorman siirtymisen kannalta kriittinen alue ja usein liitosalueelle tehdään lujan massan alue ja lisätään ylimääräisiä teräksiä. Eri betonilaadut laatassa kuitenkin aiheuttavat laadunvarmistusongelmia sekä hidastavat rakennusprosessia. Työssä selvitettiin keinoja määrittää liitosalueen tehollinen lujuus, jota voitaisiin käyttää suunnittelussa.

Työssä selvitettiin kirjallisuudessa sekä Kanadan ja USA:n suunnittelustandardeissa esiintyviä analyyttisiä ja numeerisia lujuudenkorotusmenetelmiä, joita voitaisiin hyödyntää liitosalueen suunnittelussa. Myös Eurokoodi 2:ssa on esitetty kaksi vaihtoehtoista menetelmää betonin lujuuden korottamiselle liitosalueella hyödyntäen rakenteeseen syntyvää moniaksaalista jännitystilaa. Tapaustutkimuksena tarkastellun Kalasataman tornitalon alemman kerroksen pilarilaatan liitosalueesta tehtiin FEM laskentamalli ja liitosalueella esiintyviä pystysuuntaisia puristusjännityksiä verrattiin edellä mainittuihin analyyttisiin ja numeerisiin malleihin. Pystysuuntaisen jännityksen ylittäessä laatan puristuslujuuden, arvioitiin olemassa olevan tiedon ja hydrostaattisen puristuksen avulla liitosalueella syntyvää sivupainetta.

Työn perusteella tarkastellun liitosalueen huomattiin kestävän, jos pilarin lujuus kolmiaksaalisessa puristuksessa voidaan otaksua 1,4-kertaiseksi laatan lujuuteen nähden. Työssä ei kuitenkaan onnistuttu määrittämään liitosalueen tehollista lujuutta korkealujuuspilarin tapauksessa. FEM-mallin perusteella tarkasteltu liitosalue kestää, mutta analyyttisten mallien soveltaminen ei osoittautunut soveliaaksi ja numeeriset menetelmät todettiin analyyttisiä menetelmiä soveltuvimmiksi. FEM-malli antoi käsityksen, että liitosalueella usein käytettävät ylimääräiset teräkset eivät tuo merkittävää hyötyä liitosalueen lujuuteen ja niiden käyttö sen takia ei ole perusteltavaa. Laskentamalli vahvisti myös laatan ulokkeen merkityksen liitosalueella esiintyviin poikittaisiin jännityksiin.

---

**Avainsanat** kolmiaksaalinen puristus, liitosalueen tehollinen lujuus, korkea rakentaminen, tehollinen lujuus, reunapilari, keskipilari, suljettu betoni

---

---

**Author** Mikko Engren

---

**Title of thesis** Design of the column-slab joint utilizing three-axial compression of the joint area

---

**Degree programme** Building Technology

---

**Major/minor** Civil Engineering

---

**Code** ENG27

---

**Thesis supervisor** Professor Jari Puttonen

---

**Thesis advisor(s)** Mr. Jari Toijonen, M.Sc. (Tech.)

---

**Date** 30.9.2019

---

**Number of pages** 83+17

---

**Language** Finnish

---

## Abstract

The effective strength of column-slab joint under triaxial compression was studied in this thesis. As, the columns below lower floors are heavily loaded in high-rise buildings, high-strength concrete (HSC) may be used in the lower part of the column line whereas slabs are made of normal-strength concrete (NSC). In such cases the joint area is a crucial part of the load carrying capacity. Currently, the strength differences are often avoided by using same concrete both in columns and slabs. The use of different concrete strengths in slab delays the construction and creates challenges to quality control.

This research included literature review comprising also national standards of Canada (CSA) and USA (ACI) to find different analytical and numerical methods to raise an effective compressive strength of concrete. Eurocode 2 has two different formulas to increase locally the effective strength of concrete. The one is based on local compression and the other is based on triaxial compression. Different methods to achieve a strength gain of concrete from triaxial compression were compared. The stress state was estimated from FEM-model, which was made of a lower floor joint region of the high-rise building REDI in Kalasatama, Helsinki. If the compressive strength of slab concrete was exceeded by the vertical stress, the lateral pressure in joint area was evaluated by using existing knowledge and hydrostatic pressure.

After careful examination of literature, FEM-modelling and the conclusions made in the study, the joint concrete was found to be strong enough if the column concrete strength does not exceed the floor concrete strength by more than 40 %. The effective strength could not be safely determined if the slab was between HSC columns. Analytical methods proved not to be as appropriate as numerical methods because they do not consider the confinement, which is caused by the surrounding slab when it tries to resist the expansion of joint concrete. According to the FEM-model additional ties did not significantly improve the effective strength of joint concrete and therefore their usage is not justified. FEM-model also ascertained the significance of overhang part of the slab for the confinement action within the joint.

---

**Keywords** confined concrete, triaxial compression, column-slab joint region, high-rise building, effective strength, edge column, interior column,

---

## Alkusanat

*Tämä diplomityö on tehty yhteistyössä Sweco Rakennetekniikka Oy:n ja Aalto-yliopiston kanssa. Työn tavoite oli selvittää, miten betoniin muodostuvaa kolmiakσιαalista puristusjännitystilaa voitaisiin hyödyntää pilarilaatan liitosalueen suunnittelussa. Lopputuleman tarkoitus oli antaa suunnittelutyökaluiksi ohje, jolla voitaisiin välttyä tällä hetkellä laatoissa käytettävistä lujan massan alueista.*

*Haluan kiittää Sweco Rakennetekniikka Oy:tä ja Aalto yliopistoa mielenkiintoisesta ja haastavasta aiheesta. Iso kiitos kuuluu Swecon ohjaajalleni Jari Toijoselle työn ohjaamisesta ja kannustamisesta vaikeinakin hetkinä. Swecolaisista suuret kiitokset kuuluvat vielä Oliver Lundqvistille, Iikka Reinikalle ja Henri Hautamäelle. He opastivat minua ANSYKSEN käytössä, jotta sain työn ajallani valmiiksi. Haluan myös kiittää työn valvojaa, Aalto-yliopiston professori Jari Puttosta.*

*Suurimmat kiitokset haluan kuitenkin jakaa vanhemmilleni saamastani tuesta ja työn oikolukemisesta samoin kuin Otaniemen Sweco Roomin kahvipöydän jätkille siitä, ettei minun tarvinnut viettää kesää 2019 yksin diplomityötä tehden. Ennen kaikkea haluan kiittää avopuolisoani Millaa saamastani tuesta ja kannustuksesta saada tutkintoni maaliin.*

Espoo 30.9.2019

*Mikko Engren*

Mikko Engren

# Sisällysluettelo

Tiivistelmä	
Abstract	
Alkusanat	
Sisällysluettelo .....	1
Lyhenteet ja merkinnät.....	3
1. Johdanto .....	6
1.1 Tutkimuksen taustaa .....	6
1.2 Tutkimuksen tavoitteet .....	7
1.3 Tutkimuksen rajaukset .....	8
2. Kolmiakσιαallinen jännitystila.....	9
2.1 Betonin puristuslujuus .....	9
2.1.1 Yksiakσιαallinen puristuslujuus.....	9
2.1.2 Kolmiakσιαallinen puristuslujuus .....	9
2.2 Betonin murtokriteerit .....	12
2.2.1 Materiaalimallinnuksen haasteita.....	12
2.2.2 Vaurioitumisrajapinta.....	13
2.2.3 Deviatorinen taso .....	15
2.2.4 Meridiaaniviivat .....	16
2.2.5 Multiakσιαaliseen jännitystilassa käytettyjä murtokriteerejä .....	17
2.3 Suljettu betoni.....	17
2.3.1 Tiheästi raudoitettu betoni .....	18
2.3.2 Hakojen ja raudoitusgeometrian merkitys pilarissa .....	19
2.3.3 Poikittaisraudoituksen vaatimukset.....	22
2.3.4 Poikittaisen teräksen jännitys huippulujuudessa.....	25
3. Kolmiakσιαallinen puristuskoe .....	27
3.1 Kolmiakσιαalisesti puristetun betonin historiaa.....	27
3.2 Koetuloksiin vaikuttavat tekijät.....	28
3.2.1 Runko aineen koko.....	28
3.2.2 Sementtipastan tilavuus.....	29
3.2.3 Koon vaikutus .....	30
3.2.4 Koekappaleen ja aluslevyn välinen kitka .....	32
3.3 Multiakσιαalikokeissa havaitut murtomekanismit .....	34
3.3.1 Suhteellisen alhaisilla sivupaineilla havaitut murtomekanismit .....	34
3.3.2 Suurilla sivupaineilla havaitut murtomekanismit.....	35
4. Eurokoodin tuntemat menetelmät betonin lujuuden korotukselle .....	37
4.1 Paikallinen puristus .....	37
4.2 Laajenemista estävästi raudoitettu betoni.....	39
5. Kolmiakσιαalisen puristustilan laskentamallit.....	43
5.1 Manderin malli .....	43
5.1.1 Manderin laskentamalli suorakaide- ja ympyräpoikkileikkauksille .....	44
5.1.2 Energiatasapainomenetelmä kriittisen venymän määrittämiseksi .....	47
5.2 Razvin ja Saatcioglun kolmiakσιαallinen laskentamalli .....	49
6. Pilarin ja laatan liitosalueen suunnittelu .....	52
6.1 Kansallisten standardien mukainen tehollinen lujuus .....	53
6.2 Empiirisesti määritettyjä liitosalueen lujuuksia .....	54
6.3 Sandwichpilareiden analyttinen tutkimus .....	58
6.3.1 Sandwich pilarin käyttäytyminen puristuksessa .....	58
6.3.2 $\beta$ määrittäminen ja kokeellisesti dedusoitu liitosalueen lujuus .....	61

6.4	Laatan ulokkeen vaikutus pilarin kuorman kantokykyyn .....	63
6.5	Laatan kuormituksen vaikutus liitosalueen lujuuteen .....	64
6.6	Lisäraudoituksen käyttö liitosalueella .....	65
7.	Kalasataman tornitalot .....	67
7.1	Liitosalueen raudoitus .....	68
7.2	ANSYS-mallinnusprosessi lyhyesti .....	69
7.3	Liitosalueen lujuuden analysointi.....	71
7.3.1	C50/60 pilari ja lisäteräksset.....	71
7.3.2	C70/85 pilarit lisäteräksillä ja ilman .....	72
7.4	Analyttisten laskentamallien vertailu .....	74
8.	Yhteenveto .....	76
9.	Lähdeluettelo.....	78
Liitteet		
Liite 1:	Pilarilaatan liitosalueiden koetuloksia	
Liite 2:	Liitosalueen tehollisen lujuuden määrittäminen numeerisilla menetelmillä (pilari C70/85, laatta C35/45)	
Liite 3:	Liitosalueen tehollisen lujuuden määrittäminen numeerisilla menetelmillä (pilari C50/60, laatta C35/45)	
Liite 4:	Lisäraudoituksen käyttö liitosalueella ja tehollisen lujuuden määrittäminen (3016-k80)	
Liite 5:	Liitosalueen hydrostaattisen paineen kuvia	

## Lyhenteet ja merkinnät

### Lyhenteet

ACI	American Concrete Institute
CEB	Comité Euro-International du Béton
CSA	Canadian Standard Association
EN 1992-2	SFS-EN 1992-2 + AC + kansallinen liite
FEM	Elementtimenetelmä (Finite element method)
FIB	International Federation for Structural Concrete
NZS	New Zealand Standard
psi	pounds per square inch

### Latinalaiset kirjaimet

$A_c$	[mm <sup>2</sup> ]	betonin ytimen ala
$A_{cc}$	[mm <sup>2</sup> ]	betonin ytimen ala ilman pääteräksiä
$A_{c0}$	[mm <sup>2</sup> ]	kuormitusalue paikallisessa puristuksessa
$A_{c1}$	[mm <sup>2</sup> ]	suurin mitoituksessa käytettävä jakautumisalue
$A_e$	[mm <sup>2</sup> ]	sulkeumavaikutuksen tehollinen ala
$A_g$	[mm <sup>2</sup> ]	pilarin pinta-ala
$A_{s,min}$	[mm <sup>2</sup> ]	minimi raudoitus
$A_{sh}$	[mm <sup>2</sup> ]	pinta-ala sivupainetta laskiessa
$A_{sl}$	[mm <sup>2</sup> ]	pituuusuuntaisten terästen pinta-ala
$A_{sp}, A_{st}$	[mm <sup>2</sup> ]	haan pinta-ala
$D$	[mm]	halkaisija
$E_c$	[GPa]	betonin kimmokerroin
$E_{cc}$	[GPa]	betonin kimmokerroin pilarissa
$E_{cs}$	[GPa]	betonin kimmokerroin laataassa
$E_s$	[GPa]	teräksen kimmokerroin
$E_{sec}$	[GPa]	betonin kimmokerroin maks. lujuudessa
$F_d$	[kN]	laskentakuorma
$F_t$	[kN]	halkaisuvoima
$I_1$	[MPa]	jännitystensorin ensimmäinen invariantti
$I_2$	[MPa]	jännitystensorin toinen invariantti (neliöllinen)
$J_3$	[MPa]	deviatorisen jännitystensorin kolmas invariantti
$K_0$	[MPa]	kokoonpuristuvuuskerroin
$N_{Ed}$	[kN]	puristuskuorma
$N_{Rd}$	[kN]	puristuskestävyys
$R$	[mm]	laajenemista estävästi raudoitettun liitosalueen säde
$U_{c0}$	[MJ/m <sup>3</sup> ]	tehty työ yksiaksiaalisesti puristetun betonin murtamiseen
$U_g$	[MJ/m <sup>3</sup> ]	betonin tekemä ulkoinen työ haan murtamiseksi
$U_{sc}$	[MJ/m <sup>3</sup> ]	ylimääräinen energia
$U_{sh}$	[MJ/m <sup>3</sup> ]	muodonmuutosenergia
$b$	[mm]	suorakaidepoikkileikkauksen leveys
$b_1$	[mm]	kuormitetun pinnan sivumitta tarkastelusuunnassa
$b_2$	[mm]	jakaantumispinnan sivumitta tarkastelusuunnassa
$b_c$	[mm]	haan sivumitta haan keskeltä suorakaidepilarissa
$c$	[mm]	suojabetoni
$d$	[mm]	pyöreän pilarin halkaisija

$d_b$	[mm]	pienimmän pituussuuntaisen teräksen halkaisija
$f_c$	[MPa]	pituussuuntainen puristusjännitys betonissa
$f_{c0}$	[MPa]	betonin kvasistaattinen puristuslujuus
$f_{cc}, f_{ck,c}$	[MPa]	kolmiaksisiaalisesti puristetun betonin maks puristuslujuus
$f_{cc}$	[MPa]	pilarin lujuus liitosalueen tehollista lujuutta laskettaessa
$f_{cd}$	[MPa]	betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
$f_{ce}$	[MPa]	pilarin ja laatan liitosalueen tehollinen lujuus
$f_{ck}, f'_c$	[MPa]	betonin lieriölujuus 28 vuorokauden ikäisenä
$f_{ck,cube}$	[MPa]	betonin kuutiolujuus 28 vuorokauden ikäisenä
$f_{cp}$	[MPa]	kokeissa todettu lujuus
$f_s$	[MPa]	laatan lujuus liitosalueen tehollista lujuutta laskettaessa
$f_l, p$	[MPa]	sivupaine
$f_{le}, f_l'$	[MPa]	tehollinen sivupaine
$f_s$	[MPa]	jännitys poikittaisessa teräksessä
$f_{s,c}$	[MPa]	arvioitu teräksen jännitys
$f_{s,exp}$	[MPa]	kokeissa havaittu teräksen jännitys
$f_{sl}$	[MPa]	pituussuuntaisen teräksen jännitys
$f_{yd}$	[MPa]	teräksen myötölujuuden mitoitusarvo
$f_{yh}$	[MPa]	betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo
$h$	[mm]	suorakaidepoikkileikkauksen korkeus tai laatan korkeus
$h_c$	[mm]	haan sivumitta haan keskeltä suorakaidepilarissa
$h_x$	[mm]	sidottujen pääterästen suurin etäisyys pilarissa
$h_{min}$	[mm]	pienin suorakaidepoikkileikkauksen sivumitta
$k_l$		
$k_e$		tehollisen suljetun alan pienennyskerroin
$k_f$		betonin lujuuskerroin
$k_n$		sulkeumavaikutuksen tehollinen kerroin
$k_p$		kuormituskerroin
$n_l$		poikkileikkauksessa sidottujen pääterästen lukumäärä
$q$	[MPa]	pääjännitysero
$s$	[mm]	hakaväli
$s'$	[mm]	tehollinen hakaväli
$w'$	[mm]	hakarautoitettujen pystyterästen tehollinen etäisyys

## Kreikkalaiset kirjaimet

$\alpha$	[°]	hakojen välinen kulma
$\alpha_{cc}$		kerroin, jolla huomioidaan betonin puristuslujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät
$\Delta \varepsilon$		nettovenymä
$\varepsilon_1$		venymä ensimmäiseen pääsuuntaan
$\varepsilon_2$		venymä toiseen pääsuuntaan
$\varepsilon_3$		venymä kolmanteen pääsuuntaan
$\varepsilon_{3,p}$		betonin poikittaisdeformaatio
$\varepsilon_{85}$		puristuma 85% jännitystasolla
$\varepsilon_{ea}$		ekvivalentti tasainen venymä
$\varepsilon_c$		betonin puristuma
$\varepsilon_{c2}$		betonin myötöpuristuma
$\varepsilon_{cu}$		betonin murtopuristuma
$\varepsilon_{cc}, \varepsilon_{c2,c}$		kolmiaksisiaalisesti puristetun betonin puristuma suurimman puristuslujuuden arvolla



$\epsilon_{cc}$		pilarin venymä
$\epsilon_{cc}$		laatan venymä
$\epsilon_{cu}, \epsilon_{cu2,c}$		kolmiaksisiaalisesti puristetun betonin murtopuristuma
$\epsilon_l$		poikittainen venymä
$\epsilon_s$		poikittaisen teräksen venymä
$\epsilon_{sf}$		poikittaisen teräksen murtovenymä
$\epsilon_{sp}$		lohkeamispuristuma
$\epsilon_v$		tilavuusmuodonmuutos
$\xi, r, \theta$		Heigh-Westergaard jännityskoordinaatit ( $r=\rho$ )
$\theta$	[°]	Loden kulma
$\varphi$		kapasiteetin reduktiokerroin
$\varphi_s$	[mm]	haan halkaisija
$\varphi_l$	[mm]	pituus suuntaisen teräksen halkaisija
$\eta_y$		laatan yläpinnan terästen väsymiskerroin
$\lambda$		laatan sulkeumakerroin ( <i>slab confinement ratio</i> )
$\rho_c$	[kg/m <sup>3</sup> ]	betonin tiheys
$\rho_{cc}$		pituussuuntaisten terästen ja betonin ytimen alojen suhde
$\rho_{li,tot}$		laatan kokonaisraudoitussuhde tarkastelusuunnassa
$\rho_s$		teräksen tilavuussuhde
$\rho_t$		pituussuuntaisten terästen raudoitussuhde
$\sigma_1$	[MPa]	ensimmäinen pääjännitys
$\sigma_2$	[MPa]	toinen pääjännitys
$\sigma_3$	[MPa]	kolmas pääjännitys
$\sigma_e$	[MPa]	tehollinen jännitys
$\sigma_m$	[MPa]	keskimääräinen jännitys
$\nu$		suppeumaluku, Poissonin luku

# 1. Johdanto

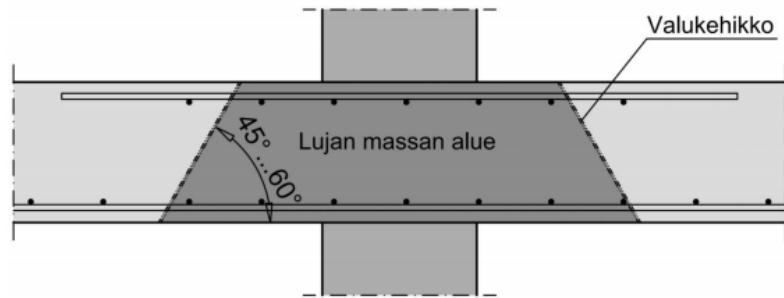
Betonin käyttö laajenee entisestään yhteiskunnallisten tarpeiden ja teknologian kehittymisen myötä. Tällä hetkellä maailmalla tutkimisen kohteena ovat etenkin syvällä maan tai veden alla sijaitsevat rakenteet, joihin kohdistuu suuria puristavia jännityksiä. Esimerkiksi 3000-4000 m syvyydessä veden alla betoniin kohdistuu noin 30-40 MPa suuruinen paine. Tällä hetkellä niin syvälle ei voida rakentaa, mutta se voi tulla rakennusteknisesti mahdolliseksi 2030-luvun tienoilla. Lisäksi dynaaminen kuormitus voi aiheuttaa suuria kolmiaksisia jännityksiä. Hieman tavallisempia sovelluskohteita, joissa voi esiintyä suuria jännityksiä, ovat todella korkeiden rakennusten alimmat tasot tai valtavien rakennelmien kuten patojen perustuspaalut. Tämä kertoo kolmiaksisen jännitystilan monipuolisesta hyödyntämisestä. Tässä työssä keskitytään korkeiden rakennusten pilarilaatan liitosalueen laskennallisen lujuuden kehittämiseen. (Sakai et al. 2016, s. 1)

## 1.1 Tutkimuksen taustaa

Korkea rakentaminen kiinnostaa tällä hetkellä niin maailmalla kuin Suomessa. Tämä edistää kaupunkirakenteen tiivistymistä, asuntotarjonnan monipuolistamista sekä toimii kaupungin tietynlaisena statuksen ja imagon nostattajana. Korkeasta rakentamisesta on maailmalla kokemusta jo pidemmältä ajalta, mutta Suomessa kyseessä on suhteellisen uusi ilmiö. Suomessa yli 10-kerroksiset rakennukset ovat edelleen suhteellisen harvinaisia. Suomen tilastokeskuksen mukaan niitä oli vuonna 2008 vain 292 ja kymmenen vuotta myöhemmin 326. (Suomen virallinen tilasto 2019; Suomen virallinen tilasto 2008)

Korkeissa rakennuksissa etenkin alempien kerrosten pystykuormat kasvavat suuriksi, sillä pystykuormat kertyvät alimmille kantaville rakenteille muilta rakenteilta koko rakennuksen korkeudelta. Näin ollen alempien kerrosten pilareilta vaaditaan hyvää kuormankantokykyä, joka saavutetaan usein kasvattamalla pilarin poikkileikkausta tai nostamalla betonin lujuusluokkaa. Poikkileikkauksen kasvattaminen vähentää hyötykäyttöön tarkoitettua tilaa, joten yleensä korkeassa rakentamisessa suositaan korkeampien betonilujuusluokkien käyttöä. Pilarin kokoa voidaan pienentää karkeasti 40 % kaksinkertaistamalla pilarin lujuus (FIB & MPA 2014, s. 125). Laattoihin ei kuitenkaan kohdistu samanlaista rasitusta kuin pilareihin, ja ne valmistetaan huomattavasti alemmasta lujuusluokasta kuin pilarit. Tyypillisesti pilareissa käytetään C50/60 betonia ja vastaavasti laattassa C30/37 tai C35/45 betonia. Runkorakenteet voidaan toteuttaa yleensä n. 100 metriä korkeisiin rakennuksiin C50/60 betonilla. Tätä korkeammissa tornitaloissa voidaan joutua käyttämään myös korkealujuusbetonia. (Kestävä Kivitalo 2019)

Kuorman siirtymisen kannalta pilarilaatan liitosalueet ovat kriittisiä alueita laatan alemman lujuuden takia. Eurokoodi 2:ssa ulkomaalaisista normeista poiketen liitosalueen lujuutta ei ole erikseen määritetty, vaan lujuutena käytetään laatan lujuutta. Tämän vuoksi pilarin kohdalla etenkin laatan reuna- ja nurkka-alueilla käytetään usein kuvan 1.1 mukaista lujan massan aluetta, joka on pilarin kanssa samaa betonilaatua. Paikalliset lujan massan alueet aiheuttavat kuitenkin laadunvarmistukseen liittyviä ongelmia. Laadunvarmistusongelmien välttämiseksi laattassa voidaan käyttää pilarin lujuutta, mutta tällöin laatan käyttöaste jää turhan alas.



Kuva 1.1 Pilarilaatan liitosalueella käytettävä lujan massan alue (Toriseva 2014, s. 11).

Sweco Rakennetekniikka Oy haluaakin selvittää, miten betonin kolmiaksisiaalista puristustilaa voidaan hyödyntää pilarilaatan liitosalueen suunnittelussa. Tarkoitus olisi löytää mahdollinen varmalla puolella oleva numeerinen laskentamalli, millä voidaan korvata lujan massan alue. Kolmiaksisiaalisen jännitystilän seurauksena betonin puristuskestävyys ja sitkeysominaisuudet paranevat. Liitosalueen parempi puristuslujuus mahdollistaisi paremman kuorman siirtyvyyden pilarien välillä. Samalla välttyttäisiin laadunvarmistusongelmilta, ja valu voitaisiin suorittaa yhdellä kertaa.

## 1.2 Tutkimuksen tavoitteet

Tutkimuksen pääasiallinen tavoite on selvittää, miten kolmiaksisiaalista puristustilaa voidaan hyödyntää kuvan 1.1 kaltaisen pilarilaatan liitosalueen suunnittelussa. Kolmiaksisiaalisen puristustilan hyödyntämistä pilarilaatan liitosalueella lähdetään selvittämään kirjallisuusselvityksen ja FEM mallin avulla. Kuvassa 1.2 on havainnollistettu Kalasatamaan Redin päälle kohoavat tornitalot, joista yksi toimii tämän työn referenssikohteena.

FEM-analyysissä ANSYS ohjelmalla luodaan kaksi kuvitteellista pilarilaatan liitosaluetta 7.1 kohdasta. Toisessa pilarin lujuusluokka on C50/60 ja toisessa C70/85. Molemmissa tilanteissa laatasta käytetään C35/45 betonia. Mallissa alempi pilari on jäykästi tuettu ja yläpuolista pilaria kuormitetaan suurimmalla mahdollisella monotonisella aksiaalisella suunnittelupistekuormalla. Laattaa kuormitetaan normaalisti  $2 \text{ kN/m}^2$  ja pilariin lisätään alkuepäkeskisyydestä aiheutuva momentti. Liitosalueella esiintyviä poikittaisia jännityksiä verrataan tilanteissa, joissa toisessa liitosalueen lisäraudoitus on käytössä ja toisessa ei. FEM mallinuksen tavoite on saada tietoa lisäraudoituksen vaikutuksesta liitosalueella esiintyviin jännityksiin. Työssä arvioidaan liitosalueen tehollista lujuutta, joka olisi varmalla puolella vertailemalla kappaleessa 6 esitettyjä numeerisia laskentamalleja sekä kappaleissa 4 ja 5 esitettyjä kolmiaksisiaalisia malleja keskenään. Tavoite on löytää mahdollinen käyttökelpoinen numeerinen laskentamenetelmä liitosalueen lujuuden määrittämiseksi. Lisäksi tutkimuksessa halutaan avata kolmiaksisiaalista jännitystilaa suunnittelijoille ja miten se vaikuttaa betonin tärkeimpiin ominaisuuksiin.



Kuva 1.2. Kalasatamaan Redin päälle kohoavat Loisto ja Majakka nimiset tornitalot (SRV 2019).

### 1.3 Tutkimuksen rajaukset

Työ voidaan rajata viiteen osioon. Ensimmäinen osio käsittelee kolmiakksiaalisen puristustilan vaikutusta betonin ominaisuuksiin. Toisessa osassa käydään tiivistetysti kolmiakksiaalikokeiden historiaa sekä koetuloksiin vaikuttavia asioita. Kolmannessa osiossa esitellään kolmiakksiaaliin puristuskokeisiin perustuvat analyyttiset laskentamallit. Neljännessä osiossa mainitaan useita tutkimuksiin pohjautuvia tapoja pilarilaatan liitosalueen tehollisen lujuuden määrittämiseksi. Viidennessä osiossa sovelletaan edellä mainittuja laskentamalleja referenssikohteeseen.

Työssä moniakksiaalista jännitystilaa tarkastellaan vain kolmiakksiaalisen puristuksen kautta. Analyyttisissä ja numeerisissa malleissa kuormituksen oletetaan olevan tasaista ja keskeistä. Laatan kuormituksen ja pilarikuorman epäkeskisyydestä aiheutuvien momenttien vaikutusta liitosalueen lujuuteen tarkastellaan ANSYS ohjelmalla. FEM ohjelmalla arvioidaan liitosalueella vallitsevaa sivupainetta, ja verrataan niitä analyyttisillä ja numeerisilla menetelmillä saatuihin tuloksiin. Kolmiakksiaalisten kaavojen tarkastelu rajoitetaan liitosalueella 2; 3,5 ja 5 %:n muodonmuutosalueelle. Pilarilaattaa käsitellään talonrakentamisen näkökulmasta, joten työn ulkopuolelle jätetään jännitetyt pilarilaatat. Tämän työn tarkoituksena on arvioida kolmiakksiaalisen puristuslujuuden hyödyntämistä pilarilaatan liitosalueen suunnittelussa.

## 2. Kolmiakσιαallinen jännitystila

Kolmiakσιαalisia jännitystiloja esiintyy usein betonirakenteissa sekä maaperässä. Kuitenkin monissa tilanteissa, kuten esimerkiksi ankkurointialueilla ja kuorirakenteissa esiintyvät moniakσιαaliset jännitystilat yksinkertaistetaan yleensä yksiakσιαaliseksi tilanteiksi. Tällöin jätetään huomioimatta lujuuden aleneminen puristus-veto kuormituksessa tai lujuuden korottuminen moniakσιαalisessa puristuksessa. Kolmiakσιαalisia puristuskoetoksia on käytetty lukuisissa tutkimuksissa ja seismisten alueiden kansallisissa rakentamismääräyskokoelmissa ottamaan rakenteeseen kohdistuva sivupaine huomioon. Tässä kappaleessa kerrotaan, miten betonin lujuus- ja sitkeysominaisuudet muuttuvat kolmiakσιαalisessa puristuksessa. (Gandomi et al. 2015, s. 399-400)

### 2.1 Betonin puristuslujuus

#### 2.1.1 Yksiakσιαallinen puristuslujuus

Betonin puristuslujuutta pidetään betonin tärkeimpänä ominaisuutena, ja se antaa hyvän yleiskuvan betonin laadusta. Puristuslujuuden avulla voidaan määrittää myös muita betonin mekaanisia ominaisuuksia kuten vetolujuus ja kimmokerroin. Betonin vetolujuus on puristuslujuuteen nähden erittäin alhainen, tyypillisesti vain 5-8% sen puristuslujuudesta. Betonin puristuslujuus osoitetaan lujuusluokkina, jotka liittyvät standardin EN 206-1 mukaiseen lieriölujuuden  $f_{ck}$  tai kuutiölujuuden  $f_{ck,cube}$  5% fraktiilin ominaisarvoon (1992-1-1 & SFS-EN 2015, s. 28).

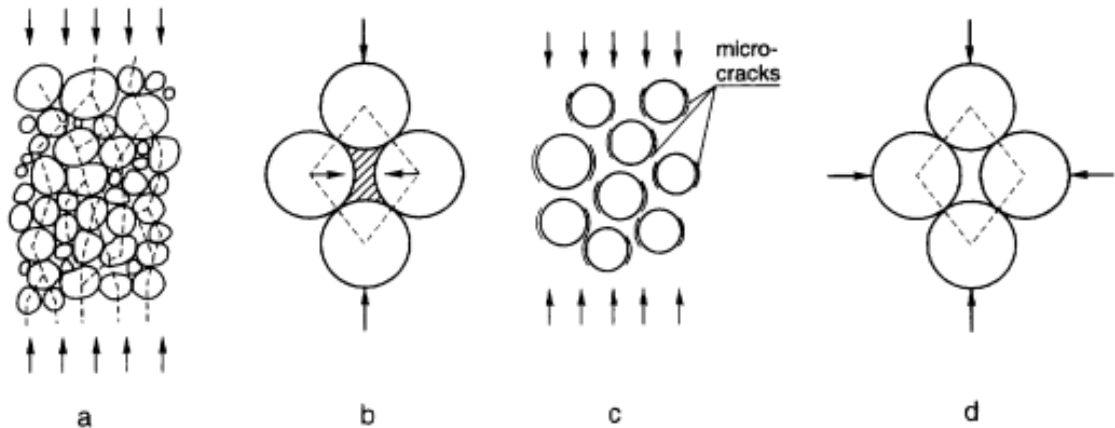
Betonin puristuslujuuteen vaikuttavat betonissa käytettävät raaka-aineet, kovettumisolosuhteet, vesi-sementtisuhte ja tiivistymisaste. Korkea vesi-sementtisuhte ja betonin alhainen tiivistymisaste lisäävät ilma täytteisten huokosten määrää betonissa, mikä johtaa betonin lujuuden alenemiseen. Standardin EN 13791 mukaan yhden prosenttiyksikön lisäys betonin ilmapitoisuudessa laskee betonin lujuutta 5-8 % (Haavisto & Laaksonen 2018, s. 10).

Betonin kuormitusaika ja -nopeus vaikuttavat betonin lujuuteen ja jäykkyyteen. Betonin lujuus määritellään lyhytkestaisen yksiakσιαalisen puristuskokeen perusteella, mutta todellisuudessa kuormitus on usein kuitenkin pitkäkestoista, mikä laskee betonin lujuutta. Kuorman vaikutus betonin lujuuteen huomioidaan kertoimella  $\alpha_{cc}$ . Eurokoodissa EN 1992-1-1 (EC 2) kertoimen  $\alpha_{cc}$  suositusarvo on 1, sillä betonin lujuus kehittyy vielä arvosteluiän eli 28 päivän jälkeenkin. Tämän lujuuden kehittymisen ajatellaan kompensoivan myös pidempikestoista kuormitusta. Mikäli betonin ominaislujuus määritetään rakennekoekappaleesta, niin on mahdollista, että betonin lujuuspotentiaali on jo käytetty. Tällöin betoni ei välttämättä enää kompensoi pidempikestoista kuormitusta. Suomessa rakenteiden suunnittelussa kertoimen  $\alpha_{cc}$  käytetään arvoa 0,85. (Haavisto & Laaksonen 2018, s. 10)

#### 2.1.2 Kolmiakσιαallinen puristuslujuus

Tavallisesti betonissa runkoaineita on noin 65-80 tilavuus-%. Betonissa käytetään erikois-koisia runkoainepartikkeleita hyvän tiivistymisen saavuttamiseksi. Runkoainepartikkelit ovat betonin kovia osa-aineita, ja puristusvoima etsii tiensä partikkelilta toiselle kuvan 2.1 a) osoittamalla tavalla. Voimien tasapaino on mahdollista vain, jos on poikittaisia

voimia kuten kuvassa 2.1 b). Nämä poikittaiset voimat johtuvat sementtipastan liimavasta vaikutuksesta (*gluing action*). Tietyllä kuormituksella liiman maksimilujuus saavutetaan ja mikrohalkeamia muodostuu runkoaineen ja sementtipastan rajapinnassa kuten kuvassa 2.1 c). Nämä mikrohalkeamat kasvavat yhdessä makrohalkeamiksi ja kappale murtuu luonteenomaisella halkeamiskuviolla, joka on samansuuntainen yksiakselialisen kuorman kanssa. On selvää, että sulkeumavaikutus kuvassa 2.1 d) parantaa liimaavaa vaikutusta, mikä johtaa betonin korkeampaan lujuuteen. Jos sulkeumavaikutus on muodostettu raudoituksella, niin saavutetaan myös suurempia poikittaisia siirtymiä, ja betonin sitkeys paranee. (CEB/FIP, 1999, p. 206; Kouhia, 2013, p. 10)

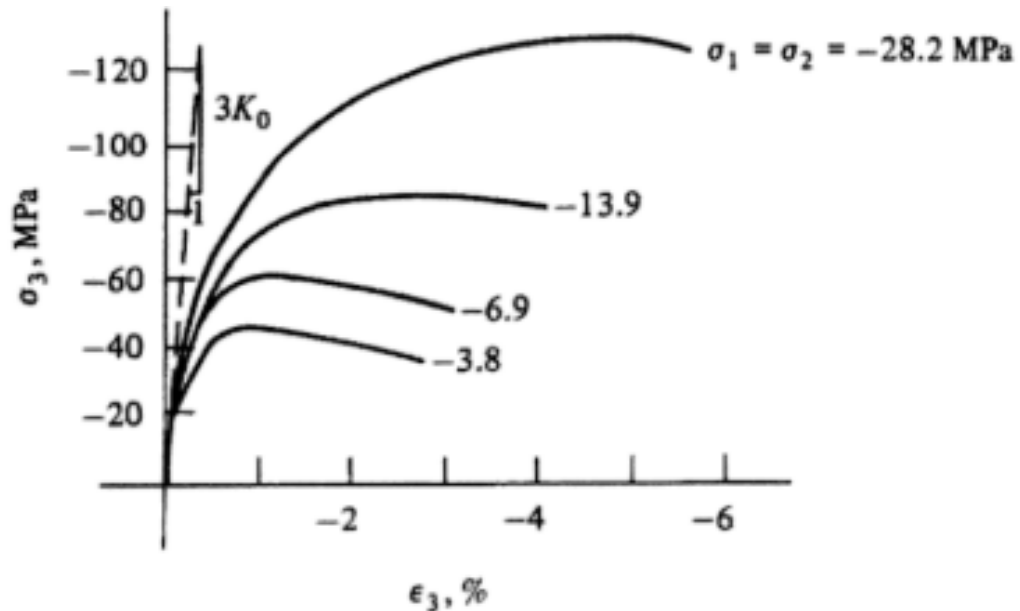


Kuva 2.1. (a) Kuormituspolku runkoainepartikkeleiden läpi, (b) voiman siirtyminen partikkeleiden välillä, (c) Runkoaineen ja sementtipastan rajapinnassa esiintyvää mikrohalkeilua (d) sulkeumavaikutuksen seurauks (CEB/FIP 1999, s. 206)

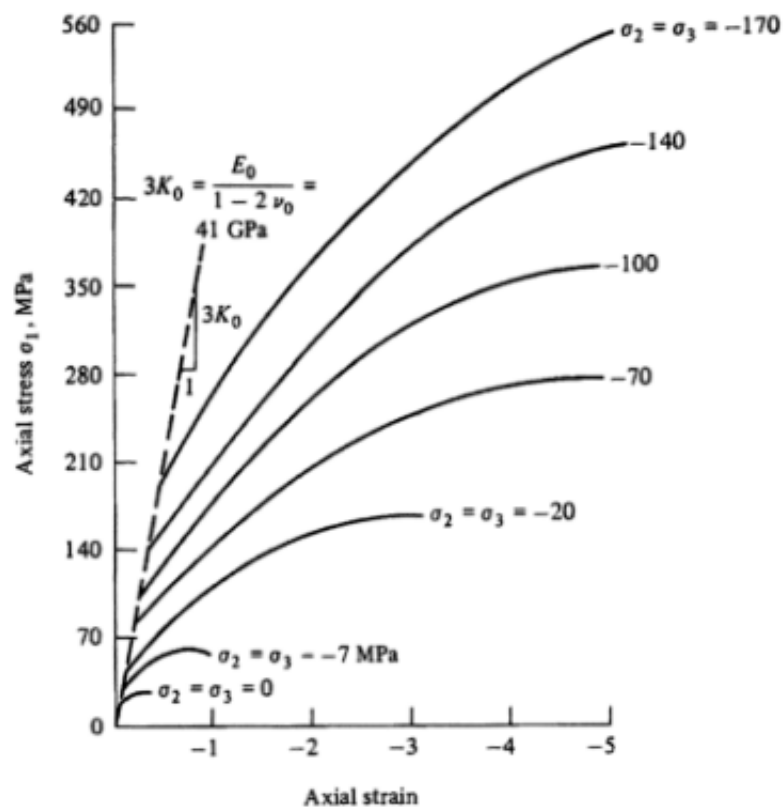
Kuvassa 2.2 on Richartin ym. kolmiakselialisten puristuskokeiden jännitys-venymäkäyriä pienillä ja keskisuurilla sivupaineen arvoilla. Myöhemmin Glenn Balmer (1949) johti kolmiakselialisia puristuskokeita suurilla sivupaineilla. Kuvien 2.2 ja 2.3 käyristä voidaan havaita, miten jo suhteellinen alhainen sivupaine parantaa huomattavasti betonin lujuus- ja sitkeysominaisuuksia. Tästä huolimatta teräsbetonirakenteiden suunnittelussa kolmiakselialista puristustilaa hyödynnetään lähinnä seismisillä alueilla. Lisäksi käyristä nähdään, että sivupaineen suuruudesta riippuen betoni voi käyttäytyä näennäishauraana materiaalina (*quasi-brittle*) tai betonissa voidaan havaita joko myötöpehmenemistä (*plastic-softening*) tai myötölujuuttumista (*plastic-hardening*). Tämä johtuu siitä, että poikittainen paine estää ja viivästyttää tartuntamurtumien (*bond crack*) sekä sementtipastan pituussuuntaisten halkeamien (*mortar crack*) muodostumisen ja kehittymisen. Tämän seurauksena tasaisen halkeamisen lisääntymisvaihe on pidempi ja betonista tulee sitkeämpää. Tästä johtuen betonin jännitys-venymäkäyrä nousee vähitellen ja samalla betonissa tapahtuu huomattavia plastisia muodonmuutoksia. Hydrostaattisen puristuksen vaikuttaessa murtopolun voidaan olettaa muodostuvan karkeampien runkoaineiden ympärille, jotka ovat menettäneet tartuntansa sideaineeseen. Kolmiakselialisessa puristusjännitystilassa murtomekanismi vaihtuu halkeamisesta sementtipastan murskaantumiseen sivupaineen kasvaessa riittävän suureksi. Kokeissa havaituista murtomekanismeista kerrotaan lisää kappaleessa 3.3. (Chen 2007, s. 39; Wight & MacGregor 2012, s. 63,65; Guo 2014, s. 123)

Kolmiakseliaalisesti puristetun betonin puristuslujuus on huomattavasti kaksiakseliaalisesti puristettua betonia suurempi. Kolmiakseliaalisesti puristetun betonin puristuslujuus voi olla moninkertainen verrattuna yksiakseliaalisesti puristettuun betoniin kuten kuvista 2.2 ja 2.3 nähdään. Vastaavasti kaksiakseliaalisesti puristetun betonin puristuslujuus on enintään 25%

suurempi kuin yksiakiaalisesti puristetun, kun jännityssuhde on  $\sigma_2/\sigma_1 = 0,5$  (Kouhia 2013, s. 28). Jos kolmiakiaalisesti puristettu betonikappale vapautuu hydrostaattisesta kuormituksesta, minkä jälkeen sitä puristetaan uudestaan yksiakiaalisella kuormalla, niin betonista voidaan havaita, että sen yksiakiaalinen puristuskestävyys on laskenut 60 prosenttiin alkuperäisestä puristuskestävyydestä. (Chen 2007, s. 41)



Kuva 2.2. Jännitys-muodonmuutoskäyrä Richartin betonin kolmiakiaalisista puristuskokeista (1928), ( $K_0$ =kokoonpuristuvuuskerroin) (Chen 2007, s. 39).



Kuva 2.3. Balmerin (1949) suorittaman komiaksiaalisen puristuskokeen jännitys-venymäkäyrät eri sivupaineen arvoilla (Chen 2007, s. 40).

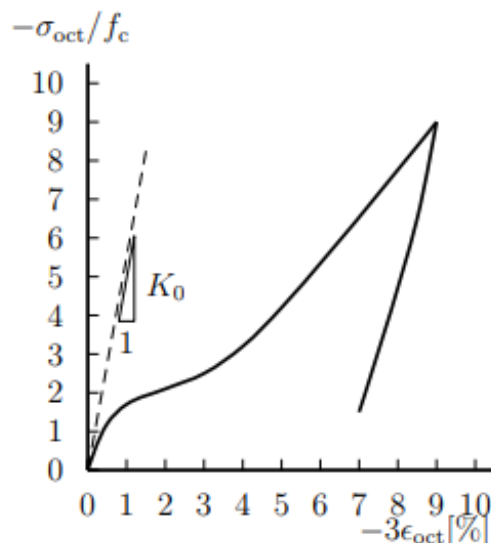
## 2.2 Betonin murtokriteerit

Materiaalimalli koostuu yhtälöistä, joilla kuvataan materiaalin käyttäytyminen. Materiaalimallin yhtälöiden parametrit haetaan sovittamalla koetuloksia niin, että kyseinen malli saadaan vastaamaan haluttua materiaalia. Yksinkertaisimmillaan lineaarinen elastinen malli voidaan muodostaa määrittämällä kaksi materiaaliparametria, kimmokerroin ja Poissonin luku. Lineaaris-elastiset materiaalimallit eivät kuitenkaan riitä kuvaamaan betonin käyttäytymistä, joten tarvitaan malleja, jotka ottavat plastisen muodonmuutoksen huomioon. Yksinkertaisimmillaan plastisen muodonmuutoksen huomioimien lisää parametrien määrää yhdellä. Tästä syystä kolmiparametrinen materiaalimalli on yksinkertaisin, millä voidaan mallintaa betonin elastis-plastista käyttäytymistä. Useimmat betonin materiaalimalleista soveltuvat vain hauraan murtokriteerin kuvaamiseen (Tulonen 2018, s. 3). (RAND Finland Oy 2018)

Kolmiaksisiaalisen jännitys- ja muodonmuutostilan vuoksi kappaleen kestävyyttä ei yleensä ole mahdollista arvostella yksiakselisen jännitys-venymäkäyrän perusteella. Aineen mikrorakenteeseen perustuvat teorit ovat liian monimutkaisia käytännössä sovellettaviksi. Tämän takia on esitetty erilaisia vaurioitumiskriteerejä, jotka perustuvat sekä kokeissa mitattuihin lujuusarvoihin, että teoreettisissa murtumistarkasteluissa saatuihin tuloksiin. Vaurioitumiskriteerien käyttöä tukevat vaurioitumistapausten yhteydessä tehdyt havainnot ja suunniteltujen rakenteiden kestävyyydestä saatu kokemus kriteerejä sovellettaessa. Vaurioitumiskriteerien matemaattinen esitys voidaan perustaa niin sanottuun vaurioitumisrajapinnan käsitteeseen. (Aalto 2014, s. 317)

### 2.2.1 Materiaalimallinnuksen haasteita

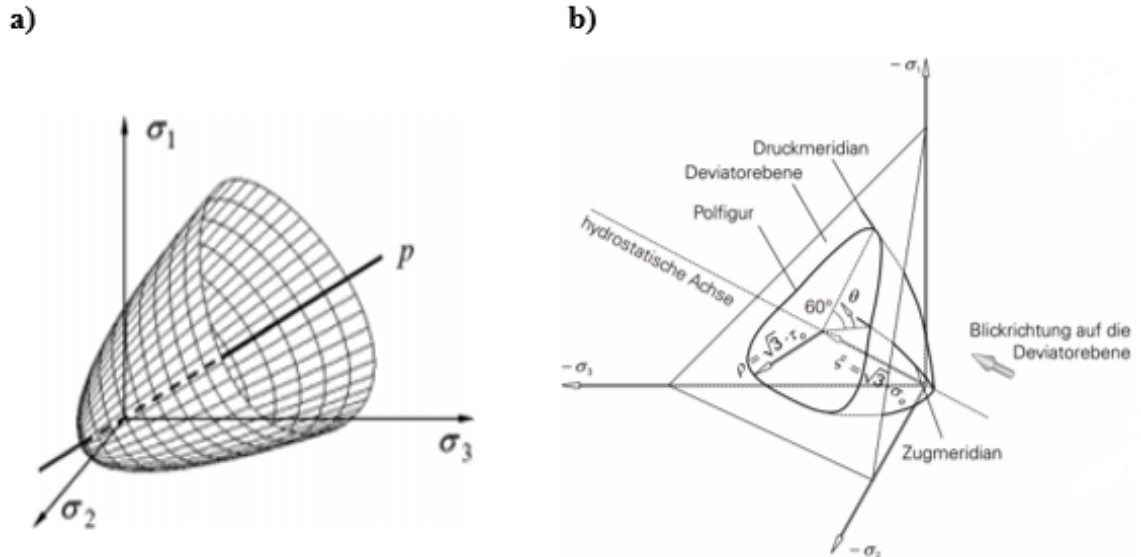
Betonin käyttäytyminen hydrostaattisessa puristuksessa on epälineaarista, kuten kuvasta 2.4 nähdään. Kuvassa on esitetty Greenin ja Swansonin koetulokset betonille, jonka puristuslujuus on ollut 48,5 MPa. Kuormitusta poistettaessa palautumiskäyrän tangentti on lähes vakio ja lähellä alkutilan kokoonpuristuvuuskerrointa  $K_0$ . Betonin epälineaarinen käyttäytyminen johtuu mikrosäröistä, joita on muodostunut jo ennen kuormitusta. Mikrosäröjä on runsaasti etenkin sementin ja suurempi kokoisten runkoainepartikkeleiden välillä. Niiden kasvu jo aiheuttaa jo alhaisilla jännitustasoilla betonin epälineaarisen käyttäytymisen. (Kouhia 2013, s. 23,28)



Kuva 2.4. Betonin käyttäytyminen hydrostaattisessa puristuksessa (Green ja Swanson 1973) (Kouhia 2013, s. 29).



Betonin mekaanisen käyttäytymisen mallintaminen on materiaalimallinnuksen haasteellisimpia tehtäviä. Mallin muodostamista hankaloittavat betonin ominaispiirteet, kuten halkeilu, riippuvuus hydrostaattisesta paineesta ja Loden kulmasta. Betonin käyttäytyminen on myös ajasta riippuva. Kolmiakσιαalinen jännitystilä tuo tähän omat haasteensa, sillä usein tutkimuksista saadut tulokset perustuvat hydrostaattisiin puristuskokeisiin. Hydrostaattisissa puristuskokeissa kaksi pääjännitystä ovat yhtä suuret  $\sigma_2 = \sigma_3$ . Näin ollen testituloksia saadaan vain osalle kuvan 2.5 a) jännitysavaruudesta, eikä murtokriteerin kaikkia pisteitä voida määrittää. (Chen & Han 1988, s. 359; Kouhia 2013, s. 81)

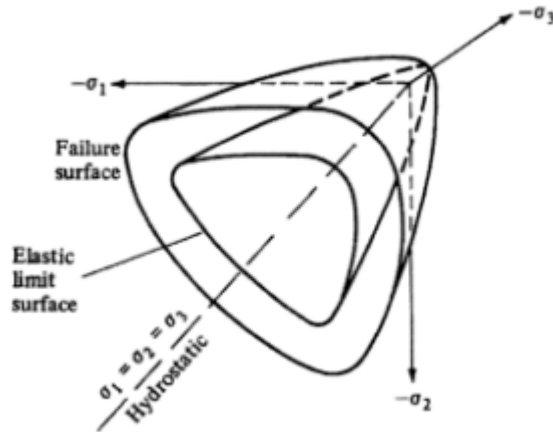


Kuva 2.5. a) Betonin murtopinta pääjännitysavaruuksessa (Du 2010, s. 52), b) merkinnät kolmidimensionaalisessa jännitysavaruuksessa (Speck 2007, s. 5)

Todellinen kolmiakσιαalikoe antaa kaikki vaadittavat jännityspisteet murtopinnan määrittämiseen. Johtuen kuitenkin huipputeknologiaa vaativasta testilaitteistosta ja siten kalliista koejärjestelystä, maailmassa on suoritettu vain muutamia todellisia kolmiakσιαalisia puristuskokeita (Saurav et al. 2017, s. 4). Todellinen kolmiakσιαalinen jännityskoe pitää sisällään yksi-, kaksi- ja kolmiakσιαalisia veto- sekä puristuskokeita. Suunnittelun ja teollisuuden tarpeisiin todelliset kolmiakσιαaliset puristuskokeet eivät ole yleensä välttämättömiä eivätkä taloudellisesti kannattavia. Uusien materiaalimallien kehittämiseen tarvitaan kuitenkin kokonaisvaltaisia todellisia kolmiakσιαalisia puristuskokeita. Kokeellisten tulosten puuttuessa biakσιαalinen ja kolmiakσιαalinen puristuslujuus tietyssä pisteessä voidaan arvioida yksiakσιαalisen puristuslujuuden avulla (FIB 2010, s. 80). (Gandomi et al. 2015, s. 400)

## 2.2.2 Vaurioitumisrajapinta

Tutkimukset osoittavat, että kolmiakσιαalisen jännitystilän vaikuttaessa betonilla on melko yhdenmukainen vaurioitumisrajapinta, joka on kolmen pääjännityksen funktio. Jos oletetaan isotrooppinen avaruus, niin elastisuusraja eli tasaisen halkeilun alkamisen raja, hallitsemattoman halkeilun alue sekä murtoraja voidaan kaikki esittää tasoina kolmen pääjännityksen avulla kolmiulotteisessa avaruudessa, kuten kuvassa 2.6. (Chen 2007, s. 40-41)



Kuva 2.6. Havainnollistava betonin vaurioitumisrajapinta kolmiulotteisessa jännitysavaruuudessa (Chen 2007, s. 41).

Vaurioitumiskriteeri on tarkasteltavan pinnan jännitystilän avulla ilmaistu materiaalin murtoehto, jonka toteutuessa tarkasteltavassa pisteessä materiaali myötää tai murtuu. Myötöehtoon liittyvät materiaaliparametrit saadaan vaatimalla ehdon olevan voimassa sopivissa koeolosuhteissa, joissa vallitsee yksinkertainen jännitystila. Yksinkertainen jännitystila saadaan aikaiseksi joko veto- tai puristuskokeessa. (Aalto 2014, s. 318)

Vaurioitumisrajapinnan tai myötöpinnan matemaattinen esitys voidaan ilmaista kolmen jännitysinvariantin avulla kuten pääjännitysten avulla muodossa.

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0 \quad (2.1)$$

Jos jännitysyhdistelmä toteuttaa yhtälön 2.1, niin kappale murtuu tarkasteltavassa pisteessä. Tällöin jännitysavaruuuden piste  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  on vaurioitumisrajapinnalla. Jos  $f < 0$ , niin piste  $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$  on vaurioitumisrajapinnan sisäpuolella. Tällöin kappaleessa ei tapahdu vaurioitumista. Ei ole mahdollista, että syntyisi tilannetta jolloin  $f > 0$ , koska tarkasteltavassa pisteessä vaurio on jo tapahtunut. (Aalto 2014, s. 317)

Multiaksaalisen jännitystilän yleisessä tapauksessa vaurioitumisrajapinnan määrittäminen yhtälöllä 2.1 avulla on hankalaa. Sen kanssa on vaikea soveltaa murtumiseen sekä geometrisia että fysikaalisia ominaisuuksia. Pääjännitykset  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  voidaan ilmaista pääjännitysten invarianttien  $I_1, J_2$  ja  $J_3$  yhdistelmänä.  $I_1$  on jännitystensorin  $\sigma_{ij}$  ensimmäinen invariantti.  $J_2$  ja  $J_3$  ovat deviatorisen jännitystensorin  $s_{ij}$  toinen ja kolmas jännitysinvariantti. Jännitystilän minkä tahansa invariantti symmetriafunktio voidaan ilmaista kolmen pääjännityksen invariantin avulla, joten yhtälö 2.1 voidaan korvata seuraavasti. (Chen 2007, s. 191)

$$f(I_1, J_2, J_3) = 0 \quad (2.2)$$

Kyseiset invariantit ovat herkempiä geometrisille ja fysikaalisille tulkinnoille, jotka ovat riippumattomia tietyn materiaalin ominaisuuksista. Vaurioitumisrajapinta merkitään yleensä kuitenkin kaavan 2.3 tavalla.

$$f(I_1, J_2, \theta) = 0 \quad (2.3)$$

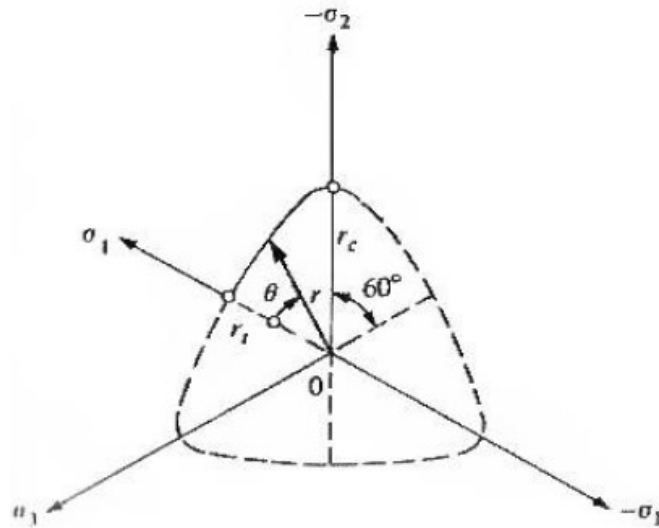
Kyseinen esitysmuoto antaa ehdolle selkeän tulkinnan meridiaanileikkauksille  $(I_1, J_2)$ -

tasolla ja deviatorisella tasolla. Murtorajapinnan funktio voidaan esittää Heigh-Westergaard jännityskoordinaattien avulla, missä kaikki muuttujat on esitetty geometrisesti. (Kouhia 2013, s. 30)

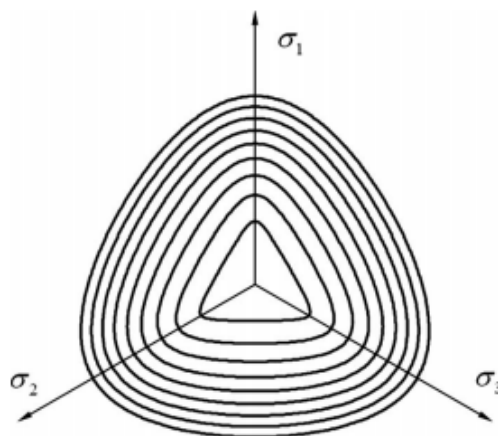
$$f(\xi, r, \theta) \quad (2.4)$$

### 2.2.3 Deviatorinen taso

Materiaalin murtopinta muodostaa deviatorisessa tasossa suljetun käyrän, jolla on tiettyjä symmetria ominaisuuksia. Alkujaan isotrooppisen kappaleen murtoehto on periodinen  $120^\circ$  välein eli deviatorinen taso on kolminkertaisesti symmetrinen. Murtopinta on siten täysin määrätty  $60^\circ$  sektorissa. Näin ollen riittää, että deviatorista tasoa tarkastellaan vain  $0 \leq \theta \leq 60^\circ$  välillä. Symmetrisyys voidaan hahmottaa kuvasta 2.7. Hydrostaattisen paineen kasvaessa murtopinnan deviatoriset leikkaukset, jotka ovat kohtisuorassa  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ -akseliin nähden, ovat enemmän tai vähemmän pyöreitä. Se osoittaa, että vaurioituminen tällä alueella on riippumaton kolmannelle jännitysinvariantille. Pienemmillä hydrostaattisen paineen arvoilla deviatoriset tasot ovat kuperia eivätkä ympyrän muotoisia. Kuvassa 2.8 on esitetty deviatorisen tason eri muotoja. (Chen 2007, s. 41,198,219)



Kuva 2.7. Koordinaattiakselien  $\sigma_1, \sigma_2$  ja  $\sigma_3$  projektiot deviatorisella tasolla (Chen 2007, s. 219)



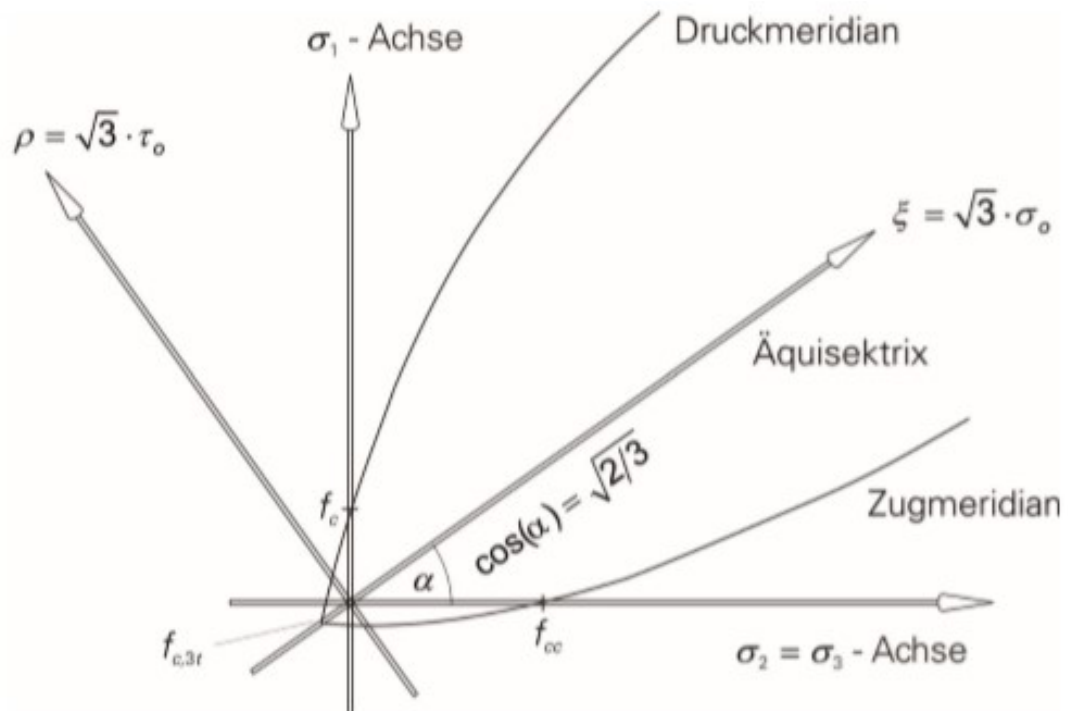
Kuva 2.8. Murtokäyrien muotoja eri deviatorisilla tasoilla (Du 2010, s. 57).

## 2.2.4 Meridiaaniviivat

Meridiaanileikkaukset ovat hydrostaattisen akselin puristuspuolelle avautuvia avoimia käyriä, joita voidaan melko tarkasti arvioida toisen asteen polynomilla. Kohtuullisilla hydrostaattisen paineen arvoilla lineaarinen paineriippuvuus antaa hyvän sovituksen koetuloksiin. (Kouhia 2013, s. 34)

Murtoehdon meridiaaniviivoilla tarkoitetaan käyriä, joilla Loden kulma  $\theta$  on vakio. Meridiaaniviivat havainnollistavat hyvin murtopinnan muotoa  $(\xi, \rho)$ ,  $(I_1, \sqrt{J_2})$  tai  $(\sigma_m, \sigma_e)$  koordinaatistossa. Erityisesti seuraavat meridiaaniviivat ovat havainnollisia: vetomeridiaani, puristusmeridiaani ja leikkausmeridiaani. Vetomeridiaani on jännitystila, jossa isotrooppiseen hydrostaattiseen paineeseen superponoidaan  $\sigma_1$ :n suuntainen vetojännitys. Tällöin pätee  $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ , jolloin myös Loden kulma  $\theta = 0^\circ$ . Yksiaksaalinen vetolujuus sijaitsee vetomeridiaanilla. Myös biaksaalinen puristuslujuus sijaitsee vetomeridiaanilla silloin kun molemmat puristavat pääjännitykset ovat yhtä suuria. (Chen 2007, s. 202)

Puristusmeridiaanilla tarkoitetaan taas jännitystilaa, jossa  $\sigma_1$ :n suuntainen puristusjännitys lisätään isotrooppiseen jännitystilaan. Tällöin pätee  $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$  ja Loden kulma  $\theta = 60^\circ$ . Suurin osa betonien koetuloksista sijaitsee puristusmeridiaanilla, sillä yksiaksaalisesti puristetun betonisylinterin puristuslujuus on tällä meridiaanilla. Leikkausmeridiaani muodostuu, kun isotrooppiseen hydrostaattiseen paineeseen lisätään  $\sigma_1$  suuntaan positiivinen jännitys ja  $\sigma_3$  suuntaan negatiivinen itseisarvoltaan  $\tau$ :n suuruinen jännitys. Tällöin  $\sigma_1 > \sigma_2 = 1/2(\sigma_1 + \sigma_3)$  ja Loden kulma  $\theta = 30^\circ$ . Puhdas leikkauslujuus sijaitsee leikkausmeridiaanilla. Kuvassa 2.9 on veto- ja puristusmeridiaanit pääjännityskoordinaatistossa, mihin on merkitty yksi- ja kaksiaksaalinen puristuslujuus sekä kolmiaksaalinen vetolujuus. (Chen 2007, s. 202)



Kuva 2.9. puristus- ja vetomeridiaanit siirretty pääjännityskoordinaatistoon (Speck 2007, s. 7)

### 2.2.5 Multiaksaaliseen jännitystilassa käytettyjä murtokriteerejä

Vaikka useimmat betonin materiaalimalleista soveltuvat vain hauraan murtokriteerin kuvaamiseen (Tulonen 2018, s. 3), niin tässä kappaleessa mainitaan muutamia betonin multiaksaalisen jännitystilan kanssa käytettyjä murtokriteereitä. Kolmiparametrinen vetokaistuu Mohr-Coulombin murtoehto on yksinkertainen, mitä voidaan soveltaa betonille riittävän hyvin. Se tosin aliarvioi betonin kaksiaksaalisen puristuslujuuden. Lisäksi Mohr-Coulombin mallissa on suorat meridiaaniviivat, joten se ei sovellu suurille hydrostaattisille paineille. Kirjallisuudessa usein esitetyt Willamin ja Warnken kolmi- ja viisiparametriset murtoehdot ovat eivät myöskään kuvaile betonin käyttäytymistä kolmiaksaalisessa jännitystilassa riittävän tarkasti. Willamin ja Warnken kolmiparametrisen mallin meridiaaniviivat ovat suoria samoin kuin Mohr-Coulombin murtoehdossa, joten sekin soveltuu parhaiten käytettäväksi vain pienten hydrostaattisten paineiden kanssa. Willamin ja Warnken viisiparametrisessä murtoehdossa murtopinnan deviatorinen säde pienenee erittäin suurilla hydrostaattisen paineen arvoilla. Tämä johtaa siihen, että murtopinta leikkaa hydrostaattisen akselin, mikä on vastoin kokeellisia havaintoja. (Kouhia 2013, s. 3,44,49,81)

Menetrey ja Willam yksinkertaistivat 1995 Willamin ja Warnken 5 parametrinen murtoehdon kolmiparametriseksi vaihtamalla muotofunktiota deviatorisessa tasossa. Epälineaariset murtokriteerit ottavat välillisten pääjännitysten vaikutukset lujuuteen huomioon. Näin materiaalin myötö- ja vauriokäyttäytyminen voidaan kuvata erittäin hyvin. Vuonna 2005 Menetreyn ja Willamin kolmiparametrinen malli ennusti betonin käyttäytymistä paremmin kuin mikään muu kolmiparametrinen malli. (Du 2010, s. 51; Babu et al. 2005, s. 221)

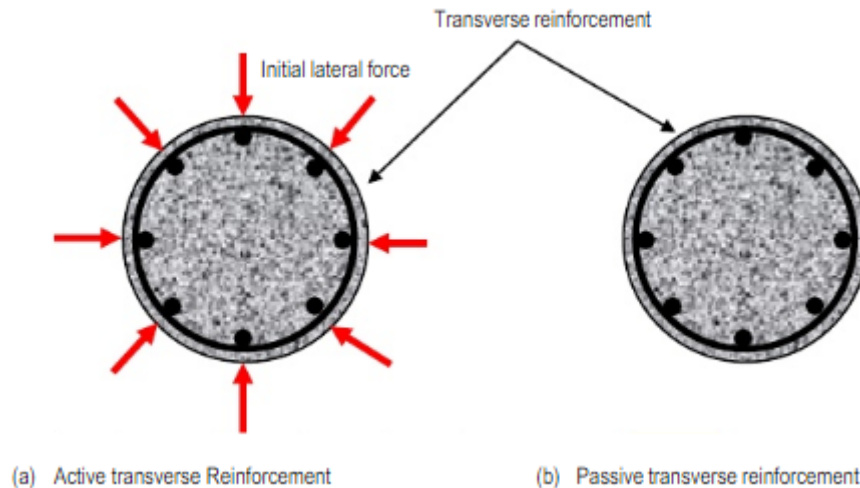
Etsen ja Willamin kehittämä materiaalmalli esittää hyvin betonin kolmiaksaalisia muodonmuutoksia ja jännityksiä eri kuormituspoluilla. Murtopinta on ilmaistu funktiona kolmen jännitystensorin invarianttien avulla, meridiaaniviivat ovat kaartuvia ja deviatorinen taso voidaan jakaa kolmeen samanlaiseen osaan. Etsen ja Willamin mallin heikkous on, että vaikka se arvioi tarkasti pysyvän muodonmuutoksen eri kuormilla, se ei tunnista plastista potentiaalia. Crouch ja Tahar ovat kehittäneet Willamin ja Etsen mallia, joka vastaa paremmin plastisen muodonmuutoksen suuntaa. (Hammoud et al. 2013, s. 4227-4228)

Ottosenin neliparametrinen malli kuvaa betonin käyttäytymistä hyvin eri jännitystasoilla. Se toteuttaa betonin murtopinnalle luonteenomaiset piirteet eli murtopinnan muoto deviatorisella tasolla muuttuu hydrostaattisen paineen kasvaessa yhä pyöreämmäksi. Murtopinnan meridiaanit ovat paraabeleja, ja ne leikkaavat hydrostaattisen akselin yhdessä pisteessä. Tämän lisäksi murtopinta on suljettu käyrä myös tasojaännitystilassa. (Kouhia 2013, s. 53, 81)

## 2.3 Suljettu betoni

Kuten kappaleessa 2.1.2 todettiin, niin kolmiaksaalisesti puristetun betonin puristuslujuus voi olla moninkertainen yksiaksaalisesti puristettuun betoniin nähden. Suljetussa betonissa voi olla aktiivinen tai passiivinen sulkeumavaikutus. Aktiivisessa sulkeumavaikutuksessa aktiivinen sivupaine kohdistuu poikkileikkaukseen ennen aksiaalista kuormitusta kuvan 2.10 a) osoittamalla tavalla. Betoniin kohdistuva poikittainen paine aiheuttaa betoniin jännitystilan ennen aksiaalista kuormitusta, ja betonin tiivistyminen aiheuttaa tilavuusmuodonmuutoksen. Jotta alkuperäinen tilavuusmuodonmuutos saadaan mitätöityä,

tarvitaan ylimääräistä pituussuuntaista puristusta ja lujuutta. Tästä johtuen betonin murtolujuus aktiivisen sivupaineen vaikuttaessa on passiivista sivupainetta suurempi. Aktiivinen sulkeumavaikutus on tyypillinen multiaksaalikokeissa, sillä kokeiden testilaitteilla sivupaine muodostetaan usein hydrostaattisella paineella. Käytännössä aktiivista sivupainetta voidaan soveltaa myös korjausrakentamisessa, esimerkiksi heikentyneissä betonipilareissa. (Holmes & Niall 2015, s. 4)



Kuva 2.10 a) Aktiivinen ja b) passiivinen sulkeumavaikutus (Holmes & Niall 2015, s. 5)

Tässä diplomityössä keskitytään suurilta osin kuitenkin passiivisesti suljettuun betoniin. Passiivisesti suljetussa betonissa poikittaiset teräkset (kuvassa 2.10 b) aiheuttavat passiivisen sivupaineen, kun betoni pyrkii laajenemaan aksiaalisen kuormituksen seurauksena (Razvi & Saatcioglu 1999, s. 282). Kuormittamattomassa rakenteessa ei tapahdu sivusuuntaista laajenemista, joten sivupaine on nolla. Passiivinen sivupaine kasvaa betonin poikittaisen venymän kasvaessa Poisson-ilmion sekä mikrohalkeamien vaikutuksesta. Sulkeumavaikutuksen luomiseksi voidaan käyttää pyöreitä tai suorakulmaisia hakoja, spiraaliteräksiä, teräsvaippoja tai kuitulujitteisia polymeerejä. Tässä työssä keskitytään pyöreisiin ja suorakaiteen muotoisiin hakoihin. (Holmes & Niall 2015, s. 4)

### 2.3.1 Tiheästi raudoitettu betoni

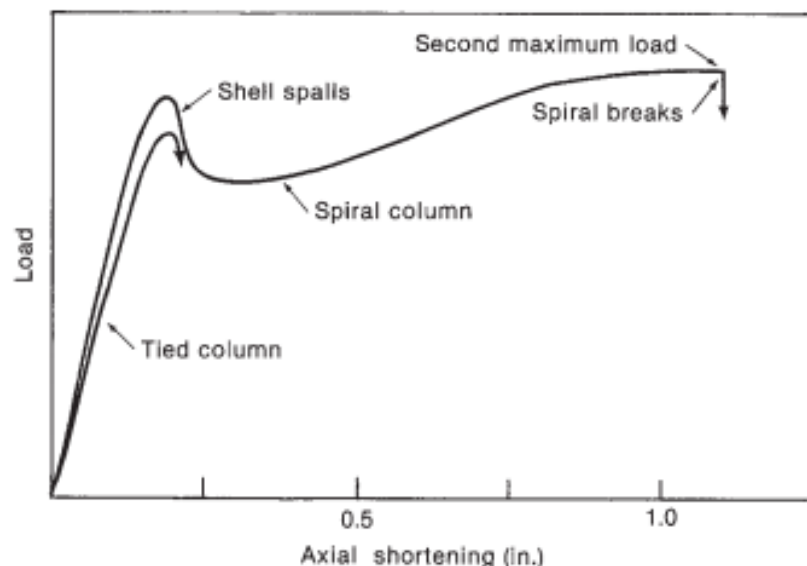
Tässä kappaleessa käsitellään raudoituksen vaikutusta suljetun betonin kolmiaksaaliseen käyttäytymiseen, raudoitukselle asetettuja vähimmäisvaatimuksia sekä koetuloksiin pohjautuva menetelmä teräksen jännityksen määrittämiseen maksimilujuudessa. Esiteltävät rauditusmääräykset koskevat pilareita. Suurin osa kansainvälisistä tutkimuksista koskee pilarien käyttäytymistä seismisessä kuormituksessa.

Alkutilanteessa tiheästi raudoitettussa betonissa betonilla on terästä alhaisempi Poissonin luku, joten se laajenee sivusuunnassa aluksi vapaasti. Kun mikrohalkeamat kehittyvät, ja betoni käyttäytyy epäelastisesti, betonin Poissonin luku kasvaa suuremmaksi kuin teräksen. Tällöin teräkseen muodostuu vetojännitystä, joka aiheuttaa vastaavan puristusjännityksen betoniin. Sen vuoksi betoniin muodostuu kolmiaksaalinen jännitystila, kun taas teräksessä on kaksiaksaalinen jännitystila. Tämä kolmiaksaalinen jännitystila kasvattaa betonin lujuutta ja sitkeyttä. (Fattah 2012, s. 245-246; Wight & MacGregor 2012, s. 66).

Seismisen alueen ulkopuolella teräsbetonipilareissa käytetään niin suurta hakaväliä, että haat tarjoavat vain suhteellisen pientä sivuttaistukea betonin ytimelle. Tällöin betonin ytimen poikittaisen venymän aiheuttama paine hakojen ulkopinnalla taivuttaa niitä vain ulospäin muodostaen merkityksettömän kehäjännityksen. Vaikka normaalin teräsbetonipilarin hakaraidoituksella on merkityksellinen vaikutus betonin ytimen puristuslujuuden kasvuun, niin haat kuitenkin pienentävät pituussuuntaisten rautojen nurjahdusriskiä, kun ne saavuttavat myötöjännityksen sekä parantavat pilarin leikkauskestävyyttä. (Wight & MacGregor 2012, s. 501; Riederer 2006, s. 1)

Kuvassa 2.11 on esitetty aksiaalisesti kuormitetun teräsbetonipilarin sekä spiraaliraidoitettujen pilarin kuormitus-muodonmuutoskäyrät. Käyrien alut ovat samankaltaiset mutta eroavat, kun maksimi kuorma saavutetaan. Tällöin pystysuuntaiset halkeamat laajenevat, ja terästen ulkopuolella oleva betoni murskaantuu ja lohkeaa. Kun tämä tapahtuu betonille, jossa käytetään hakateräksiä, niin sen ytimen kuormituskapasiteetti laskee vaikuttavaa puristusvoimaa alemmaksi. Tämän seurauksena betoniydin murskautuu, ja pituussuuntaiset raudat nurjautuvat ulospäin hakojen välissä. Lujuuden menetys tapahtuu yhtäkkiä ilman varoitusta, joten puhutaan hauraasta murtumisesta. (Wight & MacGregor 2012, s. 501-502)

Kun puolestaan betoni spiraaliterästen ulkopuolella lohkeaa, niin pilari ei välittömästi menetä kantokykyään, sillä betonin ydin on lujittunut kolmiakselisen jännitystilän seurauksena. Tämän seurauksena pilari voi kokea suuria muodonmuutoksia ja saavuttaa lopulta toisen maksimaalisen kuorman, kun spiraaliteräs lopulta myötää, ja pilari romahtaa. Tämän kaltainen lujuuden menetys on sitkeä ja antaa varoituksen edessä olevasta murtumisesta sekä mahdollistaa kuormien uudelleenjakaantumisen muille rakenteille. (Wight & MacGregor 2012, s. 502)



Kuva 2.11. Teräsbetonipilaripilarin ja spiraaliraidoitettujen pilarin kuormitus-muodonmuutoskäyrät keskeisessä kuormituksessa (Wight & MacGregor 2012, s. 503).

### 2.3.2 Hakojen ja rauditusgeometrian merkitys pilarissa

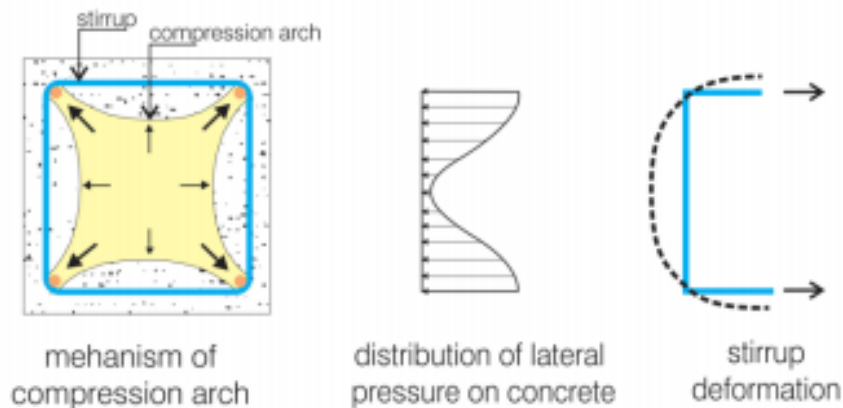
Shamim A. Sheikh ja Suzru M. Uzumeri suorittivat vuonna 1980 kokeita 24 neliöpilari-näytteelle. Testien tulokset osoittivat, että pituussuuntaisen raudituksen määrällä ja hakojen asettelulla on suuri merkitys betonin käyttäytymiseen aksiaalisessa puristuksessa.

Betonin lujuus sekä plastinen venyvyys parantui, kun poikittain tuettujen pituussuuntaisten terästen määrää pilarissa lisättiin. Myös hakavälin tihentäminen ja haan halkaisijan kasvattaminen näytti lisäävän lujuutta ja parantavan merkittävästi plastista venyvyyttä. (Sheikh & Li 2006, s. 4)

Shahimin ja Uzumerin kokeiden tuloksien ja kirjallisuudessa esitetyn tiedon pohjalta sivupaine voidaan määrittää kaavalla 2.5. Sivupaine on suoraan verrannollinen teräksen myötölujuuteen ja poikittaisten terästen pinta-alaan sekä kääntäen verrannollinen hakaväliin ja ytimen halkaisijaan. Sivupaineeseen vaikuttaa myös poikkileikkausta risteävien terästen (*tie leg*) lukumäärä tarkastelusuunnassa. Poikittaisen teräksen valinta vaikuttaa kaikkiin edellä mainittuihin parametreihin paitsi ytimen halkaisijaan, joka riippuu lähinnä betonin sivumitasta tai halkaisijasta. Kaavassa 2.5 teräksen lujuutena käytetään myötölujuutta, vaikka teräs ei välttämättä myötäisikään näissä jännityksissä. Tällainen tilanne on etenkin silloin yleinen, kun käytetään korkealujuusteräksiä vahvistamaan korkealujuusbetonia

$$f_l = \frac{\sum_{i=1}^q (A_{st} f_{yh} \sin \alpha)}{s b_c} \quad (2.5)$$

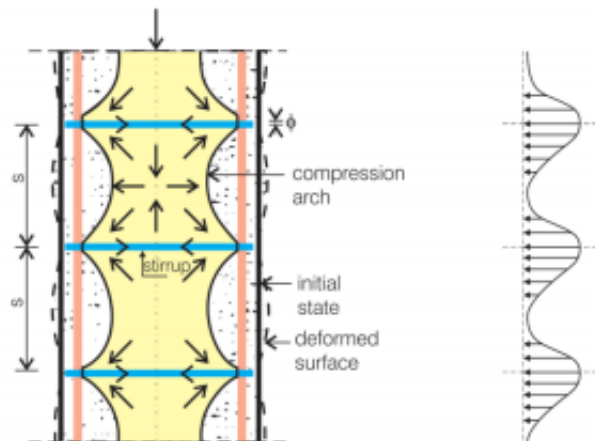
Shahim ja Uzumer tekivät kolmiaksisissa puristuskokeissaan tärkeän huomion neliö- ja suorakaidepilarin tehollisesta lujittuneesta alueesta  $A_c$ . Shahim ja Uzumer havaitsivat, että tehollisesti lujittunut alue on pienempi kuin betonin ydin  $A_{cc}$ . Laajenemista estävästi raudoitettun betonin aiheuttama sivupaine ei ole tasainen neliö- ja suorakaidepoikkileikkauksissa. Sivupaine on suurimmillaan poikittaissiteen kohdalla kuvan 2.12 osoittamalla tavalla. Poikittainen puristus näillä alueilla johtuu hakojen aksiaalisesta jäykkyydestä, joka on melko suuri, kunnes teräs myötää vetojännityksessä. Puristava vaikutus heikentyy nopeasti siirryttäessä sidekohdasta loitommaksi, kun ympäröivän haan jäykkyysluku ei enää vaikuta sivupaineeseen. Betonin ytimen tehottoman alueen voidaan katsoa koostuvan joukosta kuvan 2.12 mukaisia kaaria poikittain tuettujen pituussuuntaisten terästen välillä. Kaarien alkutangentin arvo on 45 astetta. Vertailemalla kuvia 2.12 ja 2.14 huomataan, että ympyräpilarissa vaikuttava jännitystila ja muodonmuutos on huomattavasti homogeenisempi verrattuna neliöpilarin jännitystilaan ja muodonmuutokseen. (Sheikh & Li 2006, s. 4; Razvi & Saatcioglu 1999, s. 282)



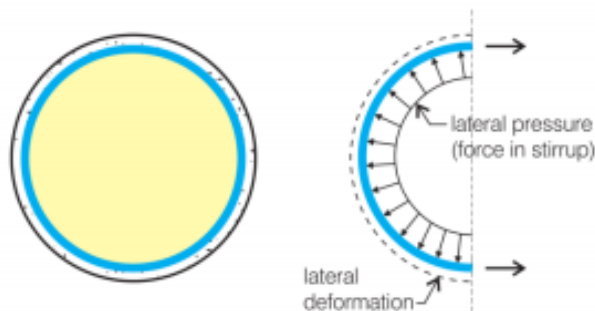
Kuva 2.12. Puristuskaaren muoto, sivupaineen jakautuminen betonissa sekä haan muodonmuutos neliöpilarin poikkileikkauksessa (Radnic et al. 2013, s. 3).



Kaikilla poikkileikkauksilla tapahtuu myös korkeussuunnassa vastaava tehollisen alueen pieneneminen mitä kauemmas haoista mennään. Tehollinen alue on pienimmillään kahden haan puolivälissä kuten kuvasta 2.13 nähdään. Hakaväliä pienentämällä voidaan pienentää puristuskaaren vaikutusta pituussuunnassa. Hakavälin pienentäminen kasvattaa myös sivupaineen suuruutta. Hakavälin vaikutus sivupaineen suuruuteen on myös suurempi kuin teräksen halkaisijan. Todellisuudessa sivupaine on pienempi kuin kaavassa 2.5 määritetty. Tällöin puhutaan tehollisesta sivupaineesta. Tehollisen sivupaineen laskeamiseen palataan tarkemmin, kun käsitellään Manderin mallia kappaleessa 5.1. (Razvi & Saatcioglu 1999, s. 282; Radnic et al. 2013, s. 14)



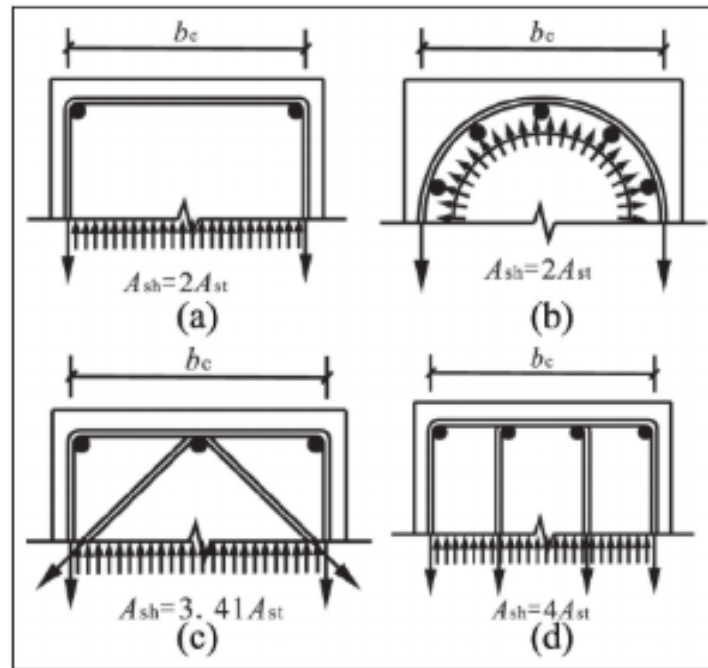
Kuva 2.13. Puristuskaaren muoto ja sivupaineen jakauma pilarin pystyleikkauksessa (Radnic et al. 2013, s. 3).



Kuva 2.14. Ympyräpoikkileikkauksessa vaikuttava sivupaine ja poikittainen muodonmuutos (Radnic et al. 2013, s. 4)

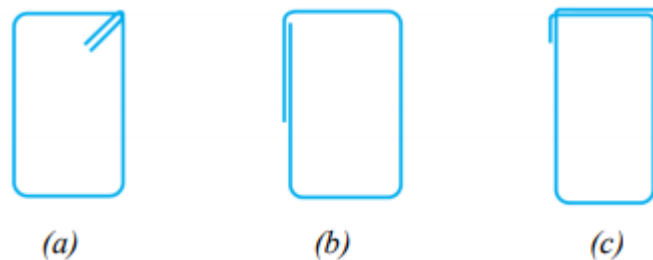
Raudoituksen geometria vaikuttaa neliö- ja suorakaidepilareissa tehollisesti lujittuneen alueen lisäksi suoraan sivupaineen suuruuteen. Kuten kuvasta 2.15 nähdään, mitä enemmän poikkileikkauksessa on poikittaisilla teräksillä sidottuja pituussuuntaisia teräksiä, sitä suurempi on pinta-ala  $A_{sh}$ , joka vaikuttaa suoraan sivupaineen  $f_l$  suuruuteen. (Razvi & Saatcioglu 1999, s. 282)

Shahimin ja Uzumerin kokeen pohjalta tehtiin seuraava päätelmä, jonka myöhemmin monet tutkijat ovat yleisesti hyväksyneet. Mikäli terästen määrä pidetään pilarissa samana, mutta pienennetään hakaväliä ja pituussuuntaisten tankojen väliä, niin saavutetaan suurempi tehollisesti lujittunut alue, betonin korkeampi lujuus sekä parempi sitkeys. Kokeelliset ja analyttiset tulokset vastaavat hyvin toisiaan. (Sheikh & Li 2006, s. 5)



Kuva 2.15. Hakaraidoituksen määrän ja geometrian vaikutus teholliseen pinta-alaan (Wu et al. 2018, s. 11)

### 2.3.3 Poikittaisraudoituksen vaatimukset



Kuva 2.16. Tyypillisiä hakaraidoituksen muotoja suorakaidepilareissa (Radnic et al. 2013, s. 2).

Jotta haat voivat ottaa vastaan betonin sivupaineen, niin haoilta vaaditaan riittävä limitys. Kuvassa 2.16 on esitetty muutamia yleisiä suorakaidepilareissa käytettyjä hakamuotoja, joista *b)* ja *c)* tarjoavat tarvittavan limityksen, mutta kohdan *a)* muoto on epäsuotuisa, sillä kyseessä ei ole umpihaka. Tällaiset haat voivat ottaa vastaan rajoitetusti vetoa. Tästä huolimatta kyseinen raudoitusmalli on yleisesti käytössä. Paras ratkaisu raudoitukseen on malli *c)*, jossa haka limittyy pilarin lyhyemmän sivun matkalta ja taivutettu vielä kulman yli. (Radnic et al. 2013, s. 2)

Raudoitetussa betonissa poikittaisten terästen pitää olla riittävän lähellä toisiaan, jotta betonin lohkeaminen ytimen ympäriltä ei vaikuta pilarin kuormankantokykyyn (ACI318-19, 2019, s. 309). Eri maiden vaatimukset vaadittavasta hakavälistä eroavat toisistaan. Kansallisissa suunnittelunormeissa on näistä annettu omat ohjeensa. Seuraavaksi esitellään ACI:n, CSA:n ja NZS:n vaatimukset riittävälle hakavälille ja raudoitusmäärälle.

**ACI 318-14**

$$s \leq 0,25D \quad (2.6)$$

$$s \leq 6d_b \quad (2.7)$$

$$s = 101,6 + \left( \frac{355,6 - h_x}{3} \right) , \text{ mutta } 100\text{mm} \leq s \leq 150\text{mm} \quad (2.8)$$

, missä  $h_x$  on sidottujen pituussuuntaisten terästen suurin etäisyys suorakaidepilarissa. EC2:ssa määritellään, että poikkileikkauksen puristetussa osassa yksikään päätanko ei saa olla kauempana kuin 150 mm etäisyydellä sidotusta tangosta (1992-1-1 & SFS-EN 2015, s. 160).

*Taulukko 2.1: Poikittaisraudoituksen vaatimuksia eri poikkileikkauksille (ACI318-19, 2019, s. 309)*

Transverse reinforcement	Conditions	Applicable expressions	
$A_{sh}/sb_c$ for rectilinear hoop	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ and $f'_c \leq 10,000$ psi	Greater of (a) and (b)	$0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (a)$
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ or $f'_c > 10,000$ psi	Greatest of (a), (b), and (c)	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (b)$ $0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \quad (c)$
$\rho_s$ for spiral or circular hoop	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ and $f'_c \leq 10,000$ psi	Greater of (d) and (e)	$0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (d)$
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ or $f'_c > 10,000$ psi	Greatest of (d), (e), and (f)	$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (e)$ $0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \quad (f)$

Taulukossa 2.1 on esitetty vaadittuja raudoitusmääriä eri lujuisille suorakaide- ja ympyräpilareille. Taulukossa 2.1  $A_g$  on pilarin pinta-ala,  $A_{ch}$  on ytimen ala,  $k_f$  on betonin lujuus kerroin ja  $k_n$  on sulkeuma vaikutuksen tehokkuus kerroin.

$$k_f = \frac{f_{ck}}{172,5} + 0,6 \geq 1,0 \quad (2.9)$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (2.10)$$

Taulukossa 2.1 käytetään lujuuden yksikkönä psi:tä (*pounds per square inch*) ja  $1 \text{ psi} \approx 0,0069 \text{ MPa}$ . Termi  $k_f$  kasvattaa pilareiden vaadittua raudoitusta, jos niiden lujuus ylittää

69 MPa. Muuten pilareissa voi tapahtua hauras murtuma, mikäli niissä ei ole täydellistä sulkeumavaikutusta. Pilareita, joiden lujuus ylittää 103 MPa tulee käyttää rajoitetusti, sillä niistä testituloksia on toistaiseksi rajoitetusti saatavilla. Termi  $k_n$  puolestaan pienentää vaadittavaa raudoitusta mitä lähempänä sidotut pystyteräksiset sijaitsevat pilarissa toisiaan. Kaavassa 2.10  $n_l$  on poikkileikkauksessa olevien sidottujen pituussuuntaisten terästen lukumäärä. (ACI318-19, 2019, s. 309)

#### CSA-A23.3-04

Kanadan normissa poikittaisen raudoituksen vaatimukset riittävän sulkeumavaikutuksen aikaan saamiseksi on määritetty kuten ACI 318 ohjeessa (Riederer 2006, s. 23). Pyöreissä pilareissa poikittaisen teräksen tilavuussuhteen alaraja on suurempi kaavoista 2.11 ja 2.12

$$\rho_s = 0,4k_p \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \quad (2.11)$$

$$\rho_s = 0,45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \quad (2.12)$$

Kaavassa 2.11  $k_p$  on kuormituskerroin, ja se määritellään laskennallisen aksiaalisen maanjäristyskuorman ja nimellisen aksiaalisen puristuslujuuden välisenä suhteena seuraavasti  $k_p = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}$ . Jos  $k_p = 0,3$ , niin vaatimukset pyöreille normaalilujuuspilareille ovat täysin samat kuin ACI:n normissa. (CSA-A23.3-04 2004, s. 131; Riederer 2006, s. 24)

Suorakaide- tai neliöpoikkileikkauksissa haan tehollisen pinta-alan alarajaksi määritellään suurempi kaavoista 2.13 ja 2.14

$$A_{sh} = 0,2k_nk_p \frac{A_g}{A_{ch}} \frac{f_{ck}}{f_{yh}} sh_c \quad (2.13)$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{f_{ck}}{f_{yh}} sh_c \quad (2.14)$$

Kaikissa CSA-A23.3-04 yhtälöissä teräksen myötölujuus on enintään 500MPa (Riederer 2006, s. 24).

#### NZS 3101 (2006)

Uuden-Seelannin suunnittelunormissa NZS 3101 pilareiden poikittaisen raudoituksen vähimmäismäärät riittävän sulkeumavaikutuksen aikaansaamiseksi ilman maanjäristystoimitusta on esitetty kaavoissa 2.15 ja 2.16. Kaavassa 2.15 on raudoituksen vähimmäisvaatimus suorakaidepilarin plastisen nivelen alueella, ja vastaavasti kaavassa 2.16 on pyöreän pilarin raudoituksen vähimmäisvaatimus mille tahansa osalle. (Riederer 2006, s. 25; NZS3101-06 2016, s. 26-27).

$$A_{sh} = sh_c \left( \frac{A_g}{A_c} \frac{1,0 - \rho_t m}{3,3} \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \frac{N_{Ed}}{\phi f_{ck} A_g} - 0,0065 \right) \quad (2.15)$$

$$A_{sh} = sh_c \left( \frac{A_g}{A_c} \frac{1,0 - \rho_t m}{2,4} \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \frac{N_{Ed}}{\phi f_{ck} A_g} - 0,0084 \right) \quad (2.16)$$

$$, \text{ missä } m = \frac{f_{yh}}{0,85 f_{ck}} \quad (2.17)$$

Kaavoissa 2.15 ja 2.16  $\rho_t m \leq 0,4$  ja  $\frac{A_g}{A_c} \leq 1,5$ , ellei voida osoittaa, että pilarin ytimen suunnittelulujuus kestää lasketun kuormituksen. Termi  $\phi$  on kapasiteetin reduktiokerroin. Suljetulle betonille reduktiokerroin on aksiaalisessa puristuksessa 0,85. Jos rakenne on suunniteltu kestämaan ylikuormitusta, niin reduktiokertoimen arvo on 1,0. Uuden-Seelannin normissa teräksen myötölujuuden ylärajaksi on asetettu 800 MPa. Vähimmäis-raudoituksen lisäksi ohjeissa määritetään pyöreän ja suorakaidepilarin suurin hakaväli, joka on esitetty kaavoissa 2.18-2.20. (Riederer 2006, s. 25; NZS3101-06 2016, s. 6)

$$s \leq \frac{1}{3} D \quad (2.18)$$

$$s \leq 10d_b \quad (2.19)$$

$$s \leq \frac{1}{3} h_{min} \quad (2.20)$$

### 2.3.4 Poikittaisen teräksen jännitys huippulujuudessa

Normaalilujuusbetoneissa tarvittava sivupaine saavutetaan usein tavallisilla teräksillä, joiden myötölujuus on enintään 500MPa. Sheikhin ja Uzumerin (1980) suorittamissa kokeissa kävi ilmi, että betoniteräs ei välttämättä myödy, kun betoni saavuttaa huippulujuuden. Siksi he ehdottivat teräksessä vaikuttavan todellisen jännityksen käyttöä sivupainetta määrittäessä. He eivät kuitenkaan ehdottaneet mitään ratkaisua todellisen jännityksen määrittämiseksi. Lisäksi lähes kaikki olemassa olevat laskentamallit normaalilujuusbetonille olettavat, että poikittainen teräs on myödessä. Tämän oletuksen on myös todistettu antavan tarpeeksi tarkkoja tuloksia normaalilujuusbetoneille. (Razvi & Saatcioglu 1999, s. 282-283)

Teräksen todellisen jännityksen selvittämiseksi on kuitenkin tehty muutamia laskentamalleja. Tässä työssä esitettävä malli perustuu kolmiaksaalisiin puristuskokeisiin, joissa betonin lujuus vaihteli 40-110 MPa välillä. Tutkimuksissa saatiin selville, että poikittaisen ja pituussuuntaisen venymän suhde maks. puristusjännityksessä on seuraavanlainen (Suzuki et al. 2004, s. 7).

$$\varepsilon_{cc} = -2,2\varepsilon_{3,p} \quad (2.21)$$

, missä puristus on positiivinen. Kaava sisältää suuren joukon eri sivupaineen arvoja sekä betonin lujuuksia ( $0 < f_l / f_{ck} < 2,0$ ).

Poikittaisessa teräksessä vallitsevan jännityksen laskeminen aloitetaan laskemalla tehollinen sivupaine olettaen, että  $f_{s,c} = f_{yk}$ . Tämän jälkeen arvioidaan betonin poikittainen venymä  $\varepsilon_{3,p}$ . Olettaen, että teräksen venymä on yhtä suuri betonin venymän kanssa, voi-

daan venymästä aiheutuva jännitys  $f_{s.c}$  arvioida käyttämällä teräshakojen jännitys-venymäkäyriä. Jos  $f_{s.c} < f_{yk}$ , niin lasketaan tehollinen sivupaine  $f_{le}$  uudella  $f_{s.c}$  arvolla. Tätä toistetaan, kunnes  $f_{s.c}$  arvot lähenyvät toisiaan. (Suzuki et al. 2004, s. 7)

Edellä mainitun menetelmän tarkkuutta arvioitiin teräksen todellisen ja arvioidun jännityksen suhteena  $f_{s.exp}/f_{s.c}$ . Jännityksien keskimääräiseksi suhteeksi saatiin 0,98 ja variatiokertoimeksi 0,22. Kaava 2.22 johdettiin regressioanalyysin perusteella, mihin osallistuivat iterointivaiheeseen liittyvät parametrit. (Suzuki et al. 2004, s. 7)

$$f_{s.c} = E_s \left[ 0,45\varepsilon_{c0} + 0,73 \left( \frac{k_e \rho_s}{0,85 * f_{ck}} \right)^{0,7} \right] \leq f_{yk} \quad (2.22)$$

Käyttämällä kaavaa 2.22 teräksen jännitys voidaan laskea riittävällä tarkkuudella. Tästä johtuen  $f_{s.c}$ ,  $f_{le}$  ja muita mallinnusparametrejä ei tarvitse iteroida. (Suzuki et al. 2004, s. 7)

### 3. Kolmiaksaalinen puristuskoe

Tässä kappaleessa esitellään lyhyesti kolmiaksaalisen puristuskokeen historiaa sekä kokeissa havaittuja asioita, jotka vaikuttavat kolmiaksaalisesti puristetun betonin lujuuteen. Materiaalina betoni on epälineaarinen ja heterogeeninen. Sen lujuutta sekä käyttäytymistä kolmiaksaalisessa puristustilassa on vaikeaa määrittää teoreettisesti. Tämän vuoksi multiaksaalikokeiden tuloksia käytetään lähinnä empiiristen lähestymistapojen kehittämiseen. Betonin kolmiaksaaliset puristuskokeet eivät ainoastaan tarjoa arvokasta tietoa suunnitteluun, vaan niiden avulla voidaan kehittää ja perustella olemassa olevia malleja. (Sfer et al. 2002, s. 156; Razvi & Saatcioglu 1999, s. 282)

#### 3.1 Kolmiaksaalisesti puristetun betonin tutkimuksen historiaa

Vaikka kolmiaksaalisen puristuksen hyödyntämistä betonin puristuslujuuden korottamisessa ei ole yleisesti käytetty rakenteiden suunnittelussa Suomessa, on sitä ulkomailla tutkittu jo kauan. Ensimmäisenä betonin kolmiaksaalista jännitystilaa ovat tutkineet Frank Richart, Anton Brandtzaeg ja Rex Brown jo vuonna 1928 kuvan 3.1 laitteistolla. He suorittivat kaksi- ja kolmiaksaalisia puristuskokeita, joissa sivupaine luotiin nesteellä useiden kuormituslevyjen sijasta. Kuormituslevyjä ei valittu, sillä tutkijat olivat huomanneet kuormituslevyjen ja betonin välisen pintakitkan aiheuttavan ei-haluttuja jännitystiloja. Tutkijoiden mukaan testin suurin haittapuoli oli se, että kammio esti mittojen ottamisen koeappaleesta kokeen aikana, eikä kammion läpi nähnyt, miten betoni reagoi eri jännitystiloihin. Menetelmän etuina puolestaan pidettiin mahdollisuutta ylläpitää tasaista jännitystilaa, vähäistä kitkan vaikutusta sekä mahdollisuutta mitata olemassa olevan kitkan suuruus. (Bouchard 2010, s. 13)

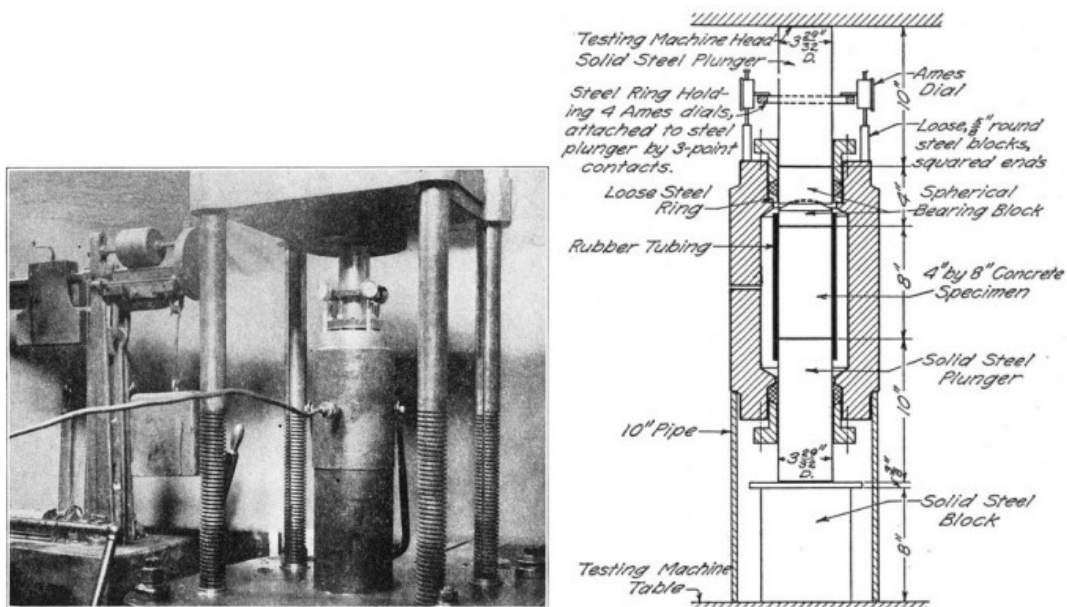
Richart ym. tekivät kolmiaksaalisia puristuskokeita kahdella eri tavalla. Toisessa kokeessa yhtä suuret pääjännitykset  $\sigma_2 = \sigma_3$  olivat pienempiä ja vastaavasti toisessa suurempia kuin kolmas pääjännitys  $\sigma_1$ . Sivupaine muodostui sylinterin pinnalla vaikuttavasta nestepaineesta ja kolmas aksiaalinen jännitys tuli testilaitteesta.

Testin tuloksista havaittiin, että betonin lujuus kasvoi kolmiaksaalisessa puristuksessa merkittävästi pienimmän pääjännityksen suhteessa. Tutkimus ei kuitenkaan onnistunut antamaan sitovaa todistetta välillisten pääjännitysten vaikutuksesta betonin lujuuteen mutta osoitti niiden vaikutuksen olevan pieni. Betonin lujuuden kasvamisen ja pienimmän pääjännityksen kasvun havaittiin olevan suurelta osin riippumaton betoniseoksen suhteesta. Tutkimuksen loppupäätelmänä havaittiin, että sivupaineen tuoma lujuuden lisäys oli noin 4,1-kertainen sivupaineeseen verrattuna. Suurin osa muodonmuutoksesta kolmiaksaalisessa puristuksessa johtui tilavuuden epäelastisesta pienemisestä tai betonipartikkeleiden pakkautumisesta puristuksessa. Pakkautumiseen vaikutti huomattavasti betoniseoksen koostumus. (Richart et al. 1928, s.81)

Richartin ym. laskentamalli perustui Coulombin plastisuuskriteeriin. Coulombin plastisuuskriteeriä oli helppo soveltaa, sillä kriteerissä jännityksillä on lineaarinen riippuvuussuhde (Lignola et al. 2016, s. 2). Tutkimuksesta johdettiin seuraavanlainen kaava betonin lujuuden korottamiselle, jossa  $k_1 = 4,1$  (Haghinejada & Nematzadeh 2016, s. 922).

$$f_{cc} = f_c + k_1 f_l \quad (3.1)$$

Myöhemmissä tutkimuksissa Richart ym. havaitsivat, että betonin lujuuteen kolmiakσιαalisessa puristuksessa ei juurikaan vaikuttanut se, millä tavoin sivupaine aikaansaatiiin. Sivupaineet olivat suurin piirtein samat, kun nesteen sijasta betonisylinterissä käytettiin tiheää spiraaliraudoitusta. (Mander et al. 1988, s. 1806)



Kuva 3.1. Richartin ym. käyttämästä testauslaitteesta ja koejärjestelystä (Richart et al. 1928, s. 44-45)

## 3.2 Koetuloksiin vaikuttavat tekijät

Richartin suorittamien kolmiakσιαalisten puristuskokeiden jälkeen betonin tutkiminen moniakσιαalisessa jännitystilassa seisahtui lähes kokonaan, sillä rakennesuunnittelussa sille ei ollut kiireellistä tarvetta. Lisäksi kokeelliset tekniikat olivat rajallisia. Asia muuttui kuitenkin 1960-luvulle tullessa, sillä muun muassa ydinvoimaloiden paineastiat ja ydinreaktoreiden suojakuvut valmistettiin jännitetystä betonista. Näin tutkimukset betonin käyttäytymisestä multiakσιαalisessa jännitystilassa käynnistyivät uudelleen toden teolla 1970-luvulla. Kolmiakσιαaliselle puristuskokeelle ei vielä ole olemassa yhtenäistä standardia. Suuri osa moniakσιαalikokeissa käytettävästä laitteistosta on tutkijoiden itse suunnittelemaa ja valmistamaa. (Guo 2014, s. 114-115)

### 3.2.1 Runkoaineen koko

Runkoaineen osuus betonissa vaihtelee 65-80 tilavuus-%:n välillä ja se aiheuttaa tuoreen sekä kovettuneen betonin ominaisuudet. Runkoaine on paljon halvempaa kuin sementti, ja aluksi sitä käytettiin betonin pääaineena taloudellisista syistä. Nopeasti huomattiin, että vähentämällä sementin määrää saavutettiin teknisiä etuja. Todettiin, että sementin hydraatio on vastuussa muun muassa lämmön muodostumisesta, kutistumisesta, virumisesta sekä muista kestävyyttä heikentävistä tekijöistä. Runkoaineet jaotellaan hienoihin ja karkeisiin runkoaineisiin. Euroopan standardit määrittelevät, että yli 4mm partikkelit kuuluvat karkeisiin runkoaineisiin. Karkean runkoaineen koon vaikutusta betonin ominaisuuksiin kolmiakσιαalisessa puristuksessa ovat tutkineet muun muassa Vu ym. (Piotrowska 2013, s. 6, 21)



Selvittääkseen karkean runkoaineen vaikutuksen betonin kolmiakσιαaliseen puristuskestävyyteen Vu ym. suorittivat kokeita kolmella betoniseoksella, joissa suurimman runkoaineen raekoko vaihteli, mutta sementin määrä pysyi vakiona (Vu et al. 2011, s. 3942). Yksiakσιαalista puristuskokeista betonin tärkeimmille ominaisuuksille saadut tulokset on esitetty taulukossa 3.1. Taulukosta huomataan, että yksiakσιαalisessa puristuksessa betonin puristuslujuus ja kimmokerroin kasvavat suurimman runkoaineen kasvaessa.

*Taulukko 3.1: Vu ym. yksiakσιαalisista puristuskokeista saadut arvot betonin tärkeimmille ominaisuuksille, kun runkoaineen maks. koko vaihteli (Vu et al. 2011, s. 3944).*

Concrete	$d_{\min}$	R30A7	$D_{\max}$
Maximum aggregate size (mm)	3.15	8	20
Ultimate stress, $\sigma_{\max}$ (MPa)	41	42	48
Young's modulus, $E$ (GPa)	21.6	24.0	26.7
Poisson's ratio, $\nu$	0.12	0.14	0.18

Kun sivupaine on pieni, niin betonin lujuus kasvaa vain hieman runkoaineen koon kasvaessa. Sivupaineen ollessa suuri runkoaineen koolla on pieni vaikutus deviatoriseen käyttäytymiseen, mutta erittäin suuri merkitys betonin venymän rajatilaan. Mitä suurempaa runkoainetta betonissa käytetään, sitä alhaisemmaksi keskijännitys laskee vastaavaan betonin venymän rajatilaan nähden. Tämä tarkoittaa betonin alempaa muodonmuutoskykyä. (Vu et al. 2011, s. 3941)

Karkean runkoaineen koon pientyminen myötävaikuttaa seoksen tiivistymisen heikkenemiseen sekä kitkan lisääntymiseen sementtipastan ja runkoainepartikkeleiden välillä. Toisin sanoen karkean runkoaineen koon kasvaminen tarkoittaa suurempaa rakeisuusjakaumaa ja johtaa parempaan tiivistymiseen.

Runkoaineen lujuus on tyypillisesti betonin lujuutta huomattavasti suurempi, joten sitä ei erikseen tarvitse huomioida. Erittäin korkean lujuusluokan betoneissa kiviaineksen lujuuteen on syytä kiinnittää huomiota. Kivilajien lujuuden lisäksi kiviaineksen rakeisuus, puhkaus ja raemuoto vaikuttavat betonin lujuusominaisuuksiin. Tutkimuksissa on havaittu, että pyöreästä kiviaineksesta valmistetulla betonilla saavutetaan korkeampia lujuuksia kuin sauvamaisista tai levymäisistä kiviaineksista valmistetulla betonilla. Useissa tutkimuksissa on todettu murskatun kiviaineksen johtavan suurempiin lujuuksiin, mutta myös vastakkaisia havaintoja on saatu. (Haavisto & Laaksonen 2018, s. 10)

### 3.2.2 Sementtipastan tilavuus

Vu ym. testasivat sementin määrän vaikutusta betonin ominaisuuksiin kolmella betoniseoksella, missä w/c-suhde, sora/hiekka-suhde ja runkoaineiden tyyppi oli sama. Yksiakσιαalista puristuskokeista betonin tärkeimmille ominaisuuksille saadut tulokset on esitetty taulukossa 3.2. Yksiakσιαalisessa puristuksessa tilavuusmuodonmuutos hieman pieneni sementin määrän lisääntyessä. Vastaavasti puristuslujuus ja kimmokerroin kasvoi merkittävästi sementin lisääntyessä. Puristuslujuuden ja kimmokertoimen suuri vaihtelu sementin määrästä riippuen johtuu sementin vaikutuksesta runkoaineiden pintojen välillä vaikuttavaan koheesiovoimaan.

Toisin kuin runkoaineen koolla, niin sementtipastan määrällä on suuri vaikutus betonin käyttäytymiseen pienillä sivupaineen arvoilla. Sivupaineen ollessa pieni sementin määrä vaikuttaa merkittävästi betonin lujuuteen. Betonin lujuus kasvaa merkittävästi mitä suurempi sementin osuus on betoniseoksesta. Sementin tilavuuden vaikutus betonin lujuuden kasvuun on todettu pienentyvän mitä suuremmaksi sivupaine kasvaa. Toisaalta mitä vähemmän betonissa on sementtiä, sitä parempi muodonmuutos kapasiteetti sillä on. Sivupaineen ollessa suuri sementtipastan määrällä on todettu olevan vain pieni vaikutus betonin deviatoriseen käyttäytymiseen. Tämä on päinvastainen huomio sen kanssa mitä tuloksia yksiakiaalisista puristuskokeista on saatu. (Vu et al. 2011, s. 3941,3946)

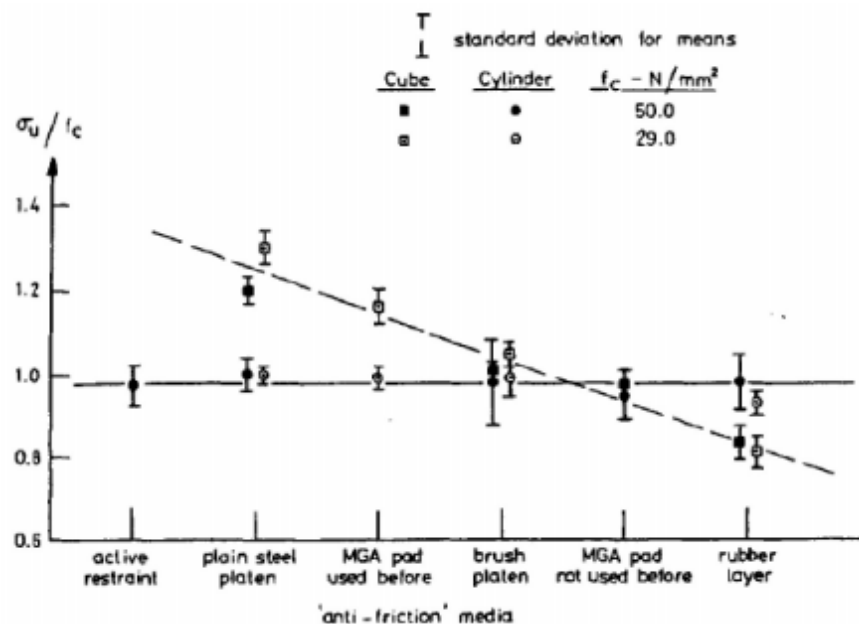
*Taulukko 3.2: Vu ym. yksiakiaalisista puristuskokeista saadut arvot betonin tärkeimmille ominaisuuksille, kun näytteiden sementtimäärä vaihteli (Vu et al. 2011, s. 3946).*

Concrete	$V_{pi}$	R30A7	$V_{ps}$
Cement paste volume ( $m^3/m^3$ of concrete)	0.25	0.29	0.33
Ultimate stress, $\sigma_{max}$ (MPa)	21	42	51
Young's modulus, $E$ (GPa)	15.1	24.0	28.5
Poisson's ratio, $\nu$	0.12	0.14	0.16

### 3.2.3 Koon vaikutus

Puristuksessa olevan betoninäytteen koon vaikutusilmiöllä (*size effect*) viitataan yleensä lieriön ja kuution eri lujuuksiin. Useita selityksiä on tarjottu kuvaamaan koon vaikutusta, ja todellisuudessa ilmiötä kuvaa paremmin termi muotoilmiö (*shape effect*). Sylinterin puristuslujuus ei tyypillisesti vaihtelee koon mukaan, ellei näyte ole liian hoikka, kun taas erikokoisten kuutioiden puristuslujuus vaihtelee suuresti. (Bouchard 2010, s. 31-32)

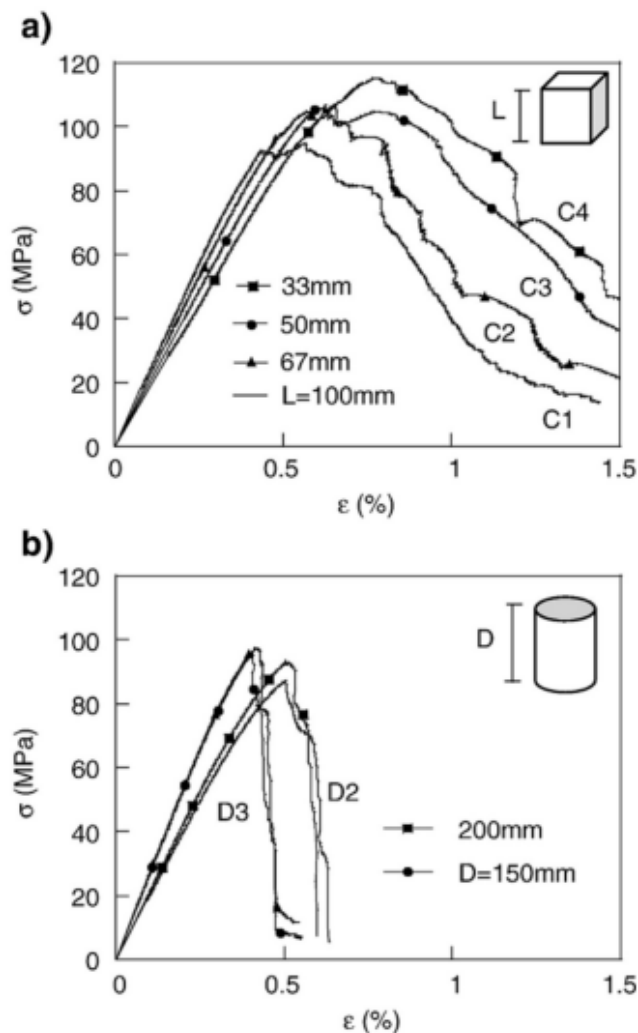
Hugh ja Bahramian (1965) väittivät betonin puristuslujuuden olevan riippumaton betoninäytteen muodosta, jos näytteen pinnalla vaikuttava kitka saadaan poistettua. Kostvos (1983) käytti tätä oletusta arvioidakseen kitkaa vähentävän keinon tehokkuutta. Kuvassa 3.2 on esitetty betonin kuutio- ja lieriölujuuksia useilla eri kitkan vähentämismenetelmillä. Kuva näyttää, miten koon vaikutus pienenee kitkaa vähentävän keinon tehokkuuden parantuessa. (Bouchard 2010, s. 33)



*Kuva 3.2. Kitkaa vähentävän välineen ja koon vaikutuksen välinen yhteys (Bouchard, 2010, s. 34).*

Del Viso ym. suorittivat 2008 laajan tutkimuksen betonin koon vaikutuksesta korkealujuusbetoneille. Tutkimuksesta selvisi, että kun betonikuutioita kuormitettiin nimellismurtokuormalla, niin venymä kasvoi näytteen koon pienentyessä. Kuvasta 3.3 nähdään myös, miten näytteen koko vaikuttaa betoninäytteen kimmokertoimeen. Del Viso ym. (2008) totesivat koon vaikutuksen vähentyvän suuremmissa koekappaleissa ja lisäksi koon vaikutus katoaa pituuden kasvaessa. Del Vison ym. suorittamat tutkimukset tukevat Hugn ja Bahramian päätelmiä siitä, että koon vaikutus johtuu kitkan aiheuttamasta jännitystilasta. Korkeisiin koekappaleisiin vaikuttaa alhaisempi kitkavastus kuin lyhyisiin ja ne ovat siten heikompia kuin lyhyet. Näytteen pituuden kasvaessa keskipiste siirtyy kauemmaksi pinnalla olevasta tasolevystä, ja siksi kitkan aiheuttama sulkeumavaikutus on siellä pienempi. Todellisuudessa korkean kappaleen murtolujuus on lähempänä betonirakenteen todellista puristuslujuutta. (Bouchard 2010, s. 32,34)

Korkealujuusbetonille suoritettut murtolujuuskokeet osoittavat harhan koon vaikutuksesta. Korkealujuusbetonin lujuus on suuresti riippuvainen koekappaleen muodosta ja koosta. Tämä todistaa, kuinka olennainen osa aluslevyn ja näytekappaleen välinen kitka on betonin puristuskokeissa. (Bouchard 2010, s. 67)

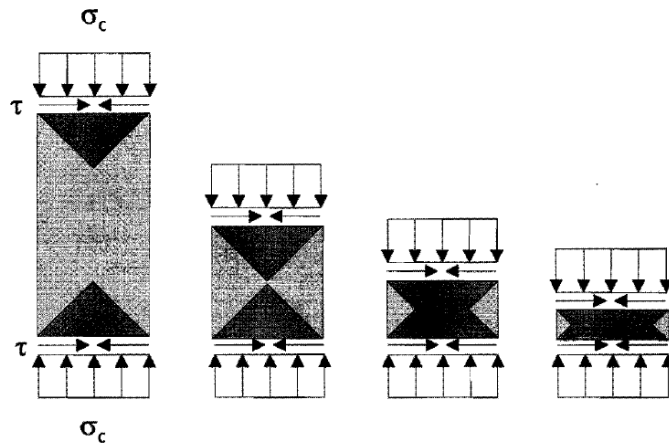


*Kuva 3.3. Erikokoisten kuutioiden ja sylintereiden jännitys-venymäkäyrät (del Viso et al. 2008, s. 389)*

### 3.2.4 Koekappaleen ja aluslevyn välinen kitka

Kuormituslevyjen käytön tiedettiin jo Richartin ym. (1928) multiakσιαalikokeissa aiheuttavan ei-haluttuja jännitystiloja, jotka aiheutuivat pintakitkasta. Tämän vuoksi Richartin kokeissa sivupaineena käytettiin nesteen hydrostaattista painetta. Tavanomaisella testilaitteella ei voida kuitenkaan tutkia betonin todellista kolmiakσιαalista puristusta ( $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$ ). Todelliset kolmiakσιαalista tilaa tavoittelevat testilaitteet ovat usein tutkijoiden itse suunnitteleimia, eikä yhtenäistä standardia löydy. Jos tällaisella laitteella puristetaan betonikuutiota kolmesta suunnasta, niin kitka vaikuttaa betonikuution kuudella pinnalla lisäten huomattavasti sulkeumavaikutusta. Tällaisessa tilanteessa mitattu puristuslujuus on huomattavasti suurempi kuin kitkattomassa tilassa olevan betonin puristuslujuus. Tämän vuoksi kitka on erittäin tärkeä ottaa huomioon kolmiakσιαalisissa puristuskokeissa. Kitkan pienentämisellä saavutetaan yhdenmukaisempia tuloksia pienemmällä poikkeamalla. Mitä useampaa menetelmää käytetään kitkan pienentämiseksi, sitä yhdenmukaisempia tuloksia myös saadaan. (Bouchard 2010, s. 13; Guo 2014, s. 116-117)

Kuormituslevyn ja näytteen rajapintaan muodostuvat kitkat rajoittavat betonin päissä tapahtuvia muodonmuutoksia ja aiheuttavat koekappaleen epätavallisen vaurioitumisen. Päähalkeamat muodostuvat vinosti betonin päädyistä keskelle kuten kuvassa 3.5. Tämä murtumismekanismi aiheuttaa betonin päihin kuvan 3.4 kaltaiset kartiot, eikä yksiakσιαalisessa puristuksessa ominaisia suurimman pääjännityksen suuntaisia halkeamia muodostu. Kuormituslevyn ja näytekappaleen välisen kitkan yksi suurimmista ongelmista on, että se kasvattaa perusteettomasti betonin puristuslujuutta. Tämä puolestaan vääristää tuloksia. Yksi vääristyneistä tuloksista on 28 päivän ikäisen betonin lujuus, joka on kriittinen arvo betonisuunnittelussa. Kitkaa voidaan vähentää tällä hetkellä useilla tehokkailla välineillä ja menetelmillä. (Bouchard 2010, s. 4; Guo 2014, s. 117; Geel 1998, s. 12)



Kuva 3.4. Koon kasvattaminen pienentää rajakitkan vaikutusta yksiakσιαalisessa puristuksessa (Geel 1998, s 14).

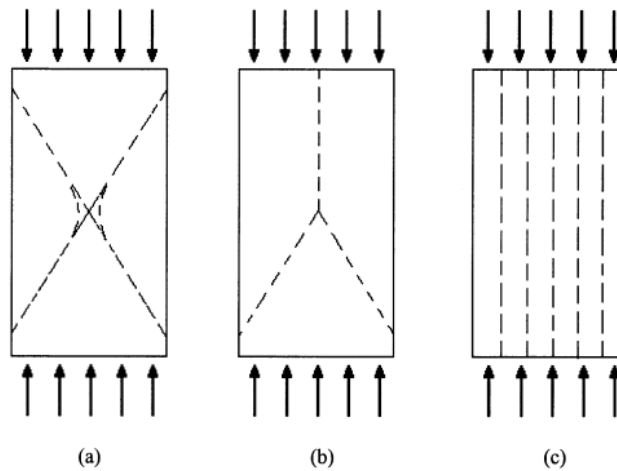
Young ja Darwin (2002) ovat todenneet, että kitkavoima näkyy leikkausjännityksenä, joka on suurimmillaan näytteen päissä. Se vähenee asteittain keskelle mentäessä ja on likimain 0 näytteen korkeudella  $\sqrt{3}/2d$ , missä  $d$  on näytteen halkaisija. Yksiakσιαalisessa puristuskokeessa näytteen dimensioiden välisen suhteen pitää olla vähintään  $h/d \geq 3$ , jotta näytteen keskellä vallitsee todellinen yksiakσιαalinen puristustila. Tällä hetkellä puristuskoe suoritetaan standardeissa määritellylle lieriölle, jonka mitat ovat 150 mm x 150 mm x 300mm. Tällöin  $h/d = 2$ , ja koekappaleen keskialueella on vain pieni alue, missä vallitsee todellinen yksiakσιαalinen puristustila. Tämän seurauksena standardinmukaisilla betonilieriöillä suoritetuilla kokeilla on taipumusta yliarvioida betonisylinterin puhdasta

puristuslujuutta. Murtumisessa voi olla kuvan 3.5 kartiomurtumisen (*cone failure*) piirteitä. (Lu 2005, s. 6; Guo 2014, s. 22)

Kitka on seurausta teräksen ja betonin erisuuruista kimmokertoimista ja Poissonin luvuista (Haavisto & Laaksonen 2018, s. 11). Idealistisessa tilanteessa kitkaa ei muodostu kuormituslevyn ja kitkaa vähentävän kalvon on täytettävä seuraava ehto.

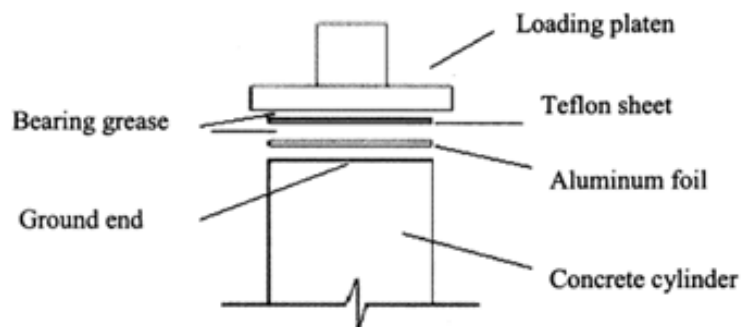
$$\text{Kitkaa vähentävän materiaalin} \left( \frac{\nu}{E} \right) = \text{betonin} \left( \frac{\nu}{E} \right)$$

Tällöin kitkaa vähentävällä materiaalilla ja betonilla on identtinen poikittainen venymä, eikä kitkaa pääse muodostumaan. Todellisuudessa tällaista materiaalia on lähes mahdoton löytää. (Lu 2005, s. 11)



Kuva 3.5. Tyypilliset murtokuviot betonisylinterille puristuksessa: a) kolmiaksisiaalinen jännitystila kummassakin päässä b) kolmiaksisiaalinen jännitystila vain toisessa päässä c) halkaisumurtuma (Lu 2005, s. 7).

Tällä hetkellä kitkan vaikutusta pyritään pienentämään välikerroslevyillä, joita voidaan myös yhdistellä. Yleisesti käytetyn teflonkalvon kimmokerroin on huomattavasti alhaisempi kuin betonilla ja vastaavasti Poissonin luku huomattavasti suurempi. Tällöin on pelko, että teflonin liiallinen poikittainen laajeneminen muuttaa rajapinnan puristuksen vedoksi. Alumiinilla  $\frac{\nu}{E}$  on suurin piirtein sama kuin betonilla. Kuvassa 3.6 on käytetty sekä teflon- että alumiinikalvoa. Näin saavutetaan yleensä parempia tuloksia, ja betonin käyttäytyminen vastaa luultavasti paremmin todellista puristusta. (Lu 2005, s. 13)



Kuva 3.6. Havainnollistava kuva yhdistellyistä menetelmistä (Lu 2005, s. 13)

### 3.3 Kolmiaksiaalikokeissa havaitut murtomekanismit

Yksiaksiaalisessa puristuksessa betoniin syntyy kuorman vaikutussuoran suuntaisia halkeamia, jotka johtavat betonin vaurioitumiseen. Kolmiaksiaalisessa puristuksessa murtomekanismi ei ole näin yksiselitteinen, vaan halkeamien suunta riippuu kappaleeseen kohdistuvan sivupaineen suuruudesta ja sivupaineen ja betonin lujuuden välisestä suhteesta. Betonin murtomekanismeista kolmiaksiaalisessa jännitystilassa on tehty useita tutkimuksia, ja tässä työssä esitetään lieriö- ja kuutiobetonien murtokuvioita.

#### 3.3.1 Suhteellisen alhaisilla sivupaineilla havaitut murtomekanismit

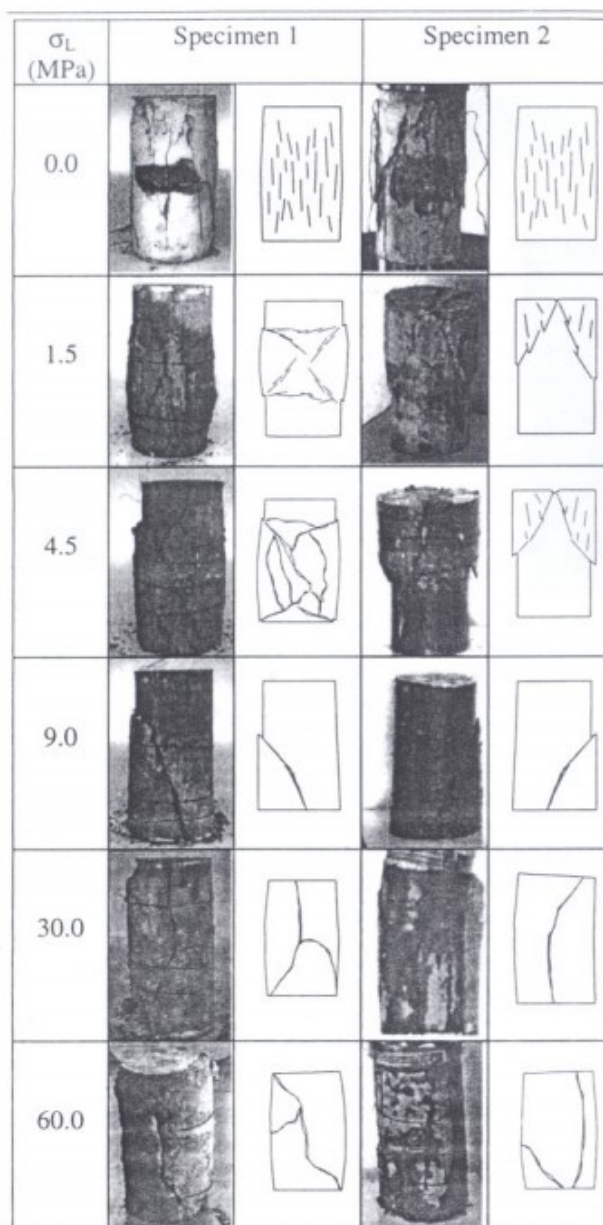
Sfer ym. ovat tutkineet betonin murtumismekanismeja suhteellisen pienillä sivupaineen arvoilla. He suorittivat kolmiaksiaalisia puristuskokeita 12 samanlaiselle lieriökappaleelle, joiden 28 päivän puristuslujuus oli 30 MPa. Kokeissa pienin sivupaine oli 0 MPa ja suurin 60 MPa. Kokeista tehdyt havainnot on esitetty kuvassa 3.11 ja tulokset taulukossa 3.3

Taulukko 3.3: Sferin ym. koetulokset (Sfer et al. 2002, s. 159)

$\sigma_L$ (MPa)	age (days)	$\sigma_L / f_c$ (%)	$\sigma_{peak}$ (MPa)	$\varepsilon_{peak}$ (%)	$E_0^{tan}$ (GPa)
0.0	51	0	32.8	0.18	27.3
	114	0	38.8	0.21	28.6
1.5	64	4.6	45.5	0.26	26.1
	114	3.9	47.8	0.34	22.5
4.5	69	13.7	55.3	0.41	22.4
	112	11.6	58.2	0.52	17.7
9.0	59	27.4	65.7	0.83	15.5
	108	23.2	66.5	0.63	18.9
30.0	56	91.5	124.5	7.0	13.4
	85	77.3	129.3	10.9	10.1
60.0	51	182.9	192.9	8.5	7.1
	106	154.6	205.1	8.3	7.9

Sferin ym. kokeiden perusteella pienillä sivupaineilla ( $\sigma_l \leq 4,5 \text{ MPa}$ ) useiden pituus-suuntaisten ja vinojen halkeamien eteneminen aiheuttaa betonin murtumisen. Sivupaineen ollessa suurempi ( $\sigma_l > 4,5 \text{ MPa}$ ) näyte murtuu epäsymmetrisesti yhtäkkiä kahteen tai kolmeen osaan. Kuvasta 3.7 huomataan, että suhteellisin pienillä sivupaineen arvoilla tapahtuu vino leikkausmurtuma. Tällöin sivupaine on noin 25% testatun betonilieriön puristuslujuudesta. Suuremmilla sivupaineen arvoilla murtumisen havaittiin tapahtuvan halkeamisen ja leikkauksen yhdistelmänä. (Sfer et al. 2002, s. 158)

Hydrostaattisessa puristuksessa betoni on lineaariselastista, kun sivupaine on suhteellisen alhainen  $p < 60 \text{ MPa}$ . Tällöin sementti on vain hieman vahingoittunut, ja vaurio tapahtuu näytteessä paikallisesti, mikä yhdistetään venymän tasalaatuisuuden menetykseen. Murtomekanismille on luonteenomaista jännityspiikki, joka paljastaa betonin hauraan olemuksen. Aksiaalisen jäykkyyden voimakas pienentyminen yhdistettynä Poissonin luvun kasvamiseen voidaan havaita aksiaalisen venymän huomattavana kasvuna. Toistuvassa kuormituksen aikana ilmenee hystereesi ilmiö, eli tila, jossa kappale ei palaudu alkupe-  
räiseen tilaansa. Tämä korostuu jännityshuipun jälkeen. (Poinard et al. 2010, s. 28)



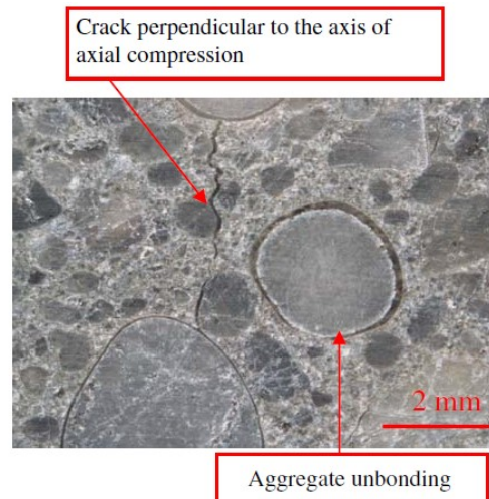
Kuva 3.7. Murtokuviot erilaisilla sivusuuntaisilla jännityksillä (Sfer et al. 2002, s. 158)

### 3.3.2 Suurilla sivupaineilla havaitut murtomekanismit

Kokeelliset tulokset osoittavat betonin käyttäytymisessä suuria eroavaisuuksia, kun siihen kohdistuu erittäin suuri sivupaine. Yann Malecot ym. ovat tutkineet betonin käyttäytymistä sekä pienillä että suurilla sivupaineilla. He havaitsivat muiden tavoin betonin käyttäytyvän hauraasti pienillä sivupaineilla, ja murtumisen tapahtuvan paikallisesti. Suurilla sivupaineilla betonista tulee sitkeä materiaali, ja vaurioituminen liitetään hajaantuneeseen vaurioon materiaalissa. (Poinard et al. 2010, s. 15)

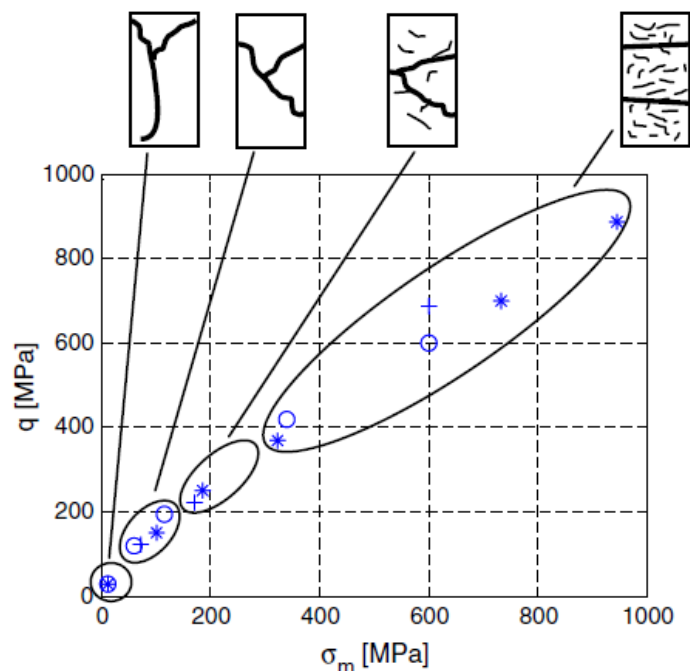
Malecotin ym. kolmiaksisia puristuskokeet suoritettiin prässillä, jolla voidaan saavuttaa jopa 850 MPa:n sivupaine ja 2,3 GPa:n aksiaalinen puristusjännitys. Kokeissa betonisylinteriin kohdistettiin suurimmillaan 650 MPa:n suuruinen sivupaine. Kuvasta 3.8 voidaan havaita sementissä tapahtuneet vauriot, kun betoni on saavuttanut 12% aksiaalisen puristuman. Sementti on menettänyt sen koheesion ja näkyvä huokoisuus on kokonaan kadonnut sekä suurempien runkoainepartikkeleiden ja sementin välinen sidos on menetetty. (Poinard et al. 2010, s. 16-17,25)





Kuva 3.8. Betonin vaurioituminen kolmiaksaalikokeessa 650MPa:n sivupaineella (Poinard et al. 2010, s. 26)

Kolmiaksaaliset kokeet osoittavat, että sivupaineella on suuri vaikutus deviatoriseen käyttäytymiseen. Kuvassa 3.9 on esitetty betonin venymän rajatilat ( $q$ ,  $\sigma_m$ )-tasossa ja niihin yhdistetyt murtopinnat. Nämä tilat vastaavat kokoonpuristumis-laajenemis siirtymävaihetta kolmiaksaalisessa tilavuuskäyrässä. Betoni on elastoplastista, kun sivupaine ylittää 150 MPa. Sementti menettää merkittävän osan koheesiostaan hydrostaattisen tilan aikana. Näin ollen aksiaalisen kuorman aiheuttama murtuminen aiheutuu hajanaisista vaurioista ilman puristuman homogeenisuuden menetystä. Tämä murtuminen yhdistetään betonin käyttäytymiseen, jossa se laajenee saavuttamatta huippujännitystä. Betoni on myös erittäin sitkeää, ja hystereesi-ilmiö sekä betonin elastisten ominaisuuksien kehittyminen tulevat merkityksettömiksi kuormittamattoman syklin aikana. Betonilla on taipumus käyttäytyä suurilla sivupaineilla kuten rakeinen aines, eikä pienillä sivupaineilla havaittuja murtomekanismeja tapahdu. (Poinard et al. 2010, s. 28-29)

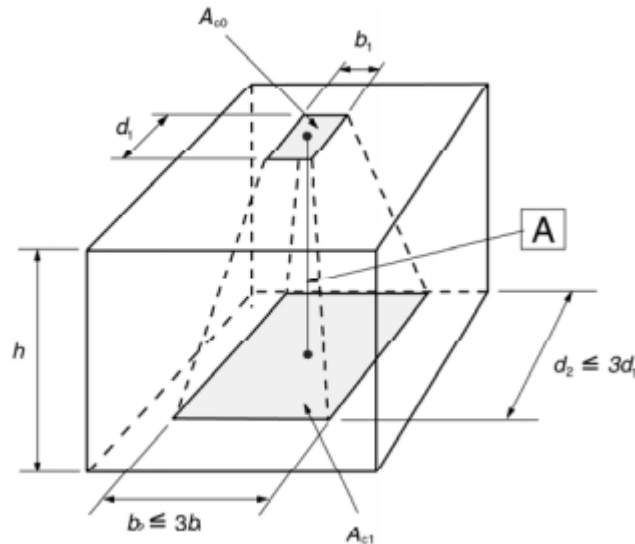


Kuva 3.13. Kokoonpuristumis-venymän siirtymistilan rajatilan pisteet tilavuuskäyrällä jännitysvaruudessa ( $q$ ,  $\sigma_m$ ) havaittujen murtokuvioiden kanssa: (\*) Gabetin kolmiaksaaliset kokeet, (+) rajatila Gabetin vastaavassa kokeessa ja (O) rajatila syklisessä kolmiaksaalisessa puristuksessa. (Poinard et al. 2010, s. 28)



## 4. EC2 menetelmät betonin lujuuden korotukselle

### 4.1 Paikallinen puristus



Kuva 4.1. Voiman jakautumisalue paikallisessa puristuksessa (SFS-EN 1992-1-1 + AC 2015, s. 111).

Kuvassa 4.1 viiva A on voiman vaikutussuora, joka kulkee kuormitusalueen sekä käytetyn jakautumisalueen keskipisteen kautta. Tällöin jakautumisalueen  $A_{c1}$  pitää olla samanmuotoinen kuormitusalueen  $A_{c0}$  kanssa. Jos betonipoikkileikkaukseen vaikuttaa useampia puristuskuormia, niin mitoitusjakautumisalueet eivät saa limittyä keskenään, eikä kuormitetun pinnan ja jakaantumispinnan välillä saa olla heikennyksiä. (SFS-EN 1992-1-1 + AC 2015, s. 110)

Myös seuraavien ehtojen on täyttyttävä:

$$b_2 \leq 3b_1$$

$$d_2 \leq 3d_1$$

$$h \geq (b_2 - b_1)$$

ja 
$$h \geq (d_2 - d_1)$$

Mikäli kaikki edellä mainitut ehdot täyttyvät ja kuorma jakautuu tasaisesti kuvan 4.1 alueelle  $A_{c0}$ , niin betonin ( $\rho_c \geq 2400 \frac{kg}{m^3}$ ) pistekuormakestävyys lasketaan kaavan 4.1 mukaan.

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c0}}{A_{c1}}} \leq 3,0 f_{cd} A_{c0} \quad (4.1)$$

Kaavasta 4.1 huomataan, että tavallisen betonin pistekuormakestävyys paikallisen puristuksen tarkastelussa voi olla enintään kolminkertainen alkuperäiseen nähden. Tämä saavutetaan silloin, kun kuorman jakaantumisala  $A_{c1}$  on yhdeksänkertainen kuormitusalaan

$A_{c0}$  nähden. Laskettua pistekuorman kestävyysarvoa pienennetään, jos kuorma ei jakaudu tasaisesti alueelle  $A_{c0}$  tai rakenteeseen kohdistuva leikkausvoima kasvaa suureksi. (SFS-EN 1992-1-1 + AC 2015, s. 110)

Betonin halkaisukapasiteettia ei yleensä katsota saavutettavan, jos

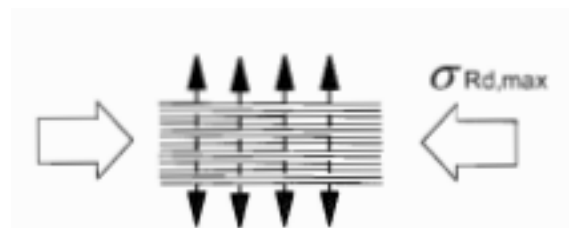
$$\frac{1.2F_d}{A_{c0}} \leq f_{cd} \quad (4.2)$$

Jos kuorma sijaitsee rakenteen reunalla, niin tämän lisäksi tulee huomioida lohkeiluvaara. Paikallisen puristuksen aiheuttama halkaisuvoima lasketaan seuraavasti.

$$F_t = 0,25F_d \left(1 - \frac{b_1}{b_2}\right) \quad (4.3)$$

, missä  $F_d$  on laskentakuorma  
 $b_1$  on kuormitetun pinnan sivumitta tarkastelusuunnassa  
 $b_2$  on jakaantumispinnan sivumitta tarkastelusuunnassa

Jos rakenteessa esiintyy puristusjännityksiä, jotka ovat kohtisuorassa puristavaan voimaa  $F_d$  nähden, niin niiden vaikutuksen saa ottaa huomioon halkaisuvoimia laskettaessa. Tankojen ja etenkin tartuntajänteiden betoniin aiheuttamat halkaisuvoimat otetaan yleensä huomioon. (Ympäristöministeriö 2004, s. 28)



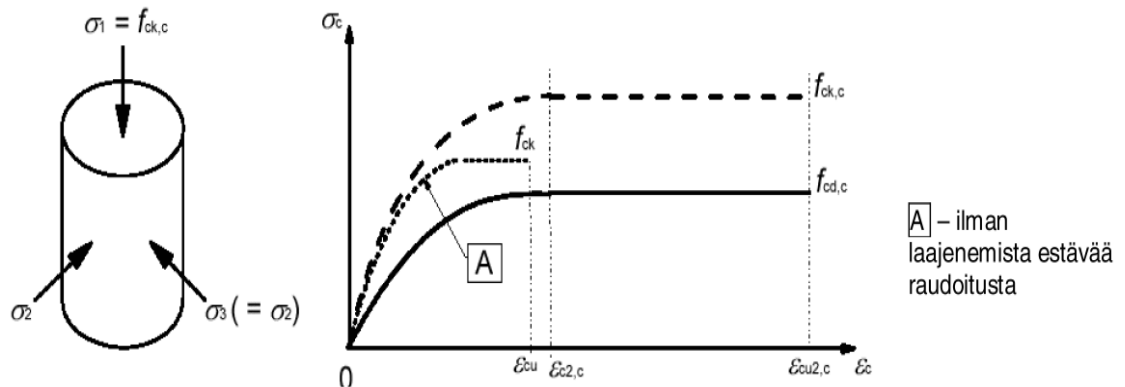
Kuva 4.2. Puristussauvan mitoituslujuus, kun siihen vaikuttaa poikittaisia vetojännityksiä (SFS-EN 1992-1-1 + AC 2015, s. 107).

Puristuskestävyys halkeilleen betonin puristussauvalle tai betonille, jossa halkaisuvoimia vastaanottavaa poikittaisraudoitusta ei ole, lasketaan seuraavasti, kun siihen vaikuttaa poikittaisia vetojännityksiä kuten kuvassa 4.2 (Liikennevirasto 2012, s. 61).

$$F_{Rdu} = 0,6(1 - f_{ck} / 250)f_{cd}A_{c0} \quad (4.4)$$

## 4.2 Laajenemista estävästi raudoitettu betoni

Toisin kuin paikallisen puristuksen tarkastelussa, tässä lujuuden korotus huomioidaan poikittaisella raudoituksella. Betoniin syntyy kolmiakselialinen jännitystila, jolla saavutetaan korkeampi lujuus sekä suuremmat kriittisen muodonmuutosten arvot. Muita betonin ominaisuuksia voidaan pitää tarkastelussa muuttumattomina. (SFS-EN 1992-1-1 + AC 2015, s. 37)



Kuva 4.3. Betonin jännitys-muodonmuutosyhteys laajenemista estävää raudoitusta käyttämällä (SFS-EN 1992-1-1 + AC 2015, s. 38).

Lujuuden ja muodonmuutoksen ominaisarvoja voidaan suurentaa EC2 mukaan seuraavasti, kun puristuma pidetään positiivisena.

$$f_{ck,c} = f_{ck} * (1,0 + 5,0 * \sigma_2 / f_{ck}) \quad , \text{ kun } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad (4.5)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} * (1,125 + 2,5 * \sigma_2 / f_{ck}) \quad , \text{ kun } \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \quad (4.6)$$

$$\epsilon_{c2,c} = \epsilon_{c2} * (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \quad (4.7)$$

$$\epsilon_{cu2,c} = \epsilon_{cu2} + 0,2 * \sigma_2 / f_{ck} \quad (4.8)$$

, missä  $\sigma_2 (= \sigma_3)$  on kuvassa 4.3 esitetty laajenemista estävän raudoituksen betoniin aiheuttama tehollinen poikittainen puristusjännitys  $f_{le}$ . Puristumien  $\epsilon_{c2}$  ja  $\epsilon_{cu2}$  arvot on esitetty taulukossa 4.1 ja ne ovat vakiot kaikille normaalilujuusbetoneille. Laajenemista estävä rauditus muodostetaan hyvin ankkuroiduilla umpihaoilla tai ristikkäisillä poikkitangoilla. Raudituksen vaikutusta puristuskestävyyteen kolmiakselisessa puristuksessa käsitellään tarkemmin tässä työssä kappaleissa 2.3.2 ja 5.1.

Taulukko 4.1: Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet. (SFS-EN 1992-1-1 + AC 2015, s. 30)

Betonin lujuusluokka														
$f_{ck}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
$f_{cm}$ (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
$f_{ctm}$ (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
$E_{cm}$ (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
$\varepsilon_{c1}$ (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
$\varepsilon_{cu1}$ (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
$\varepsilon_{c2}$ (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
$\varepsilon_{cu2}$ (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
$\eta$	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4
$\varepsilon_{c3}$ (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3
$\varepsilon_{cu3}$ (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

EC2:ssa esitetyt kaavat 4.5-4.8 ovat peräisin Model Code 90/CEB/FIP:stä, ja ne aliarvioivat kolmiaksisiaalisen puristuksen vaikutusta betonin tärkeimpiin ominaisuuksiin, kuten lujuuden ja sitkeyden kasvuun. Kuvissa 4.3 ja 4.4 on vertailtu Newman & Newman (1971), Elwi & Murray (1979) ja EC2 ominaisuuksia kolmiaksisiaalisessa puristuksessa. Vaikka EC2:n antamat korotuskertoimet ovat erittäin konservatiivisia, niin suunnittelun kannalta ne ovat ainakin varmalla puolella. (Fardis 2009, s. 144-146)

Alla on esitetty Newman & Newmanin malli lujuudenkorotukselle, mikä on lisätty myös EC8-3/2005:een

$$f_{ck,c} = f_{ck}(1 + k) \quad (4.9)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2}(1 + 5k) \quad (4.10)$$

, missä  $k$  on

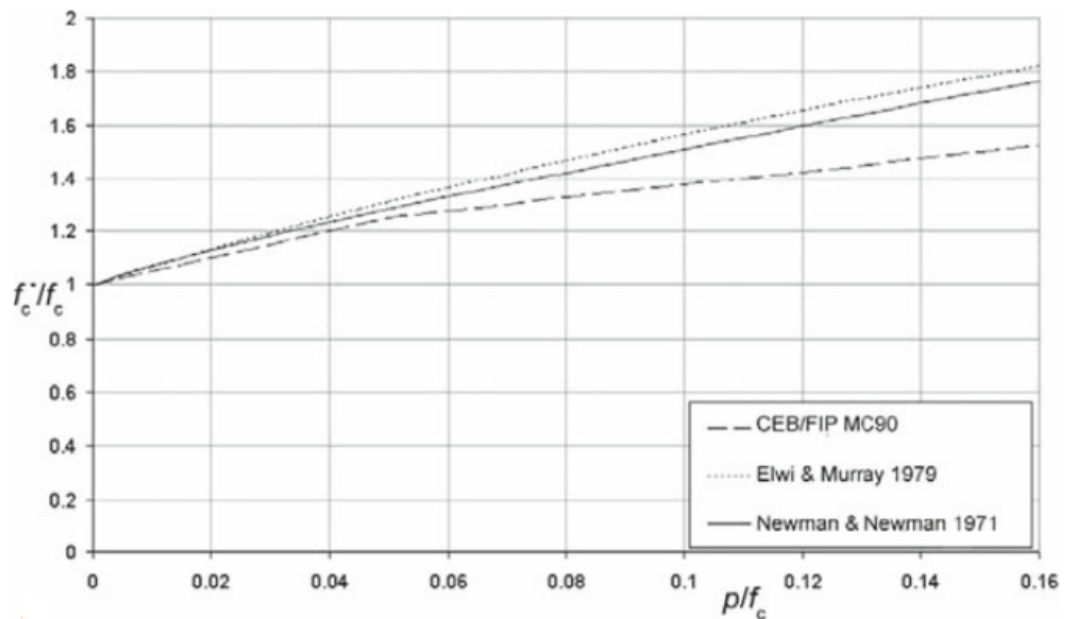
$$k = 3,7 \left( \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right)^{0,86} \quad (4.11)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,004 + 0,5 \frac{\sigma_2}{f_{ck,c}} \quad (4.12)$$

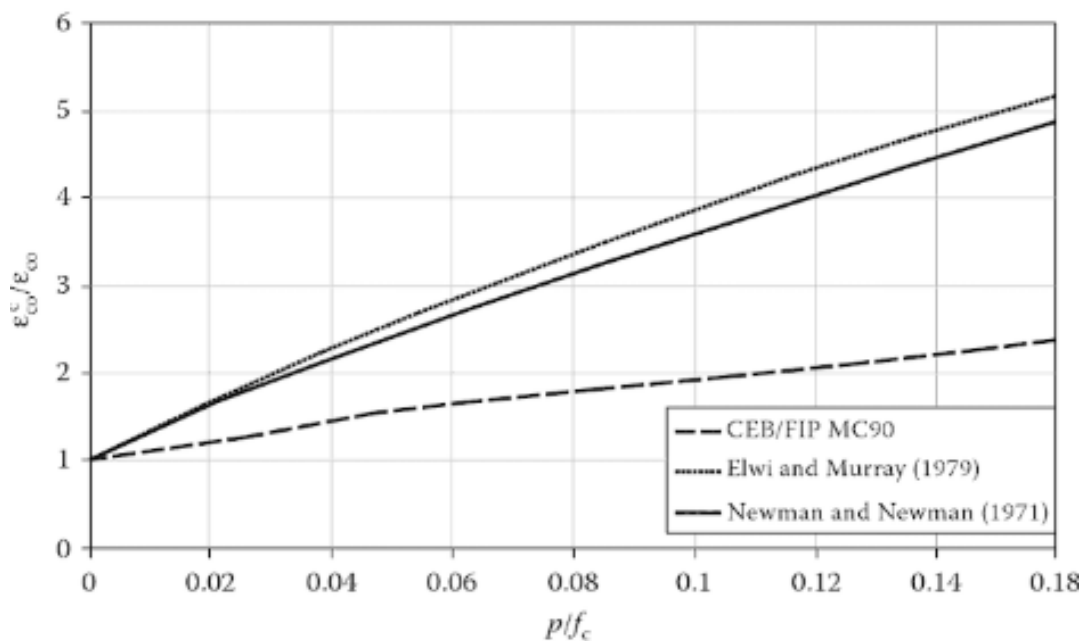
Edellä mainittuja kaavoja voidaan käyttää sellaisenaan, mikäli sivupaineet ovat yhtä suuret ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ). Tilanteissa, joissa vallitsevat erisuuret sivupaineet ( $\sigma_2 > \sigma_3$ ) sivupaine voidaan arvioida likimääräisesti seuraavasti.

$$p \approx (\sigma_2 + 4\sigma_3)/5 \quad (4.13)$$

Kaavasta nähdään, miten pienempi kahdesta sivupaineesta on määräävä laskennallista sivupainetta määrittäessä. Suunnittelussa on siten turvallisinta käyttää sama määrä terästä kumpaankin suuntaan.



Kuva 4.3. Oletetun betonin puristuslujuuden kehityksen vertailua eri sivupaineen suhteilla alkuperäiseen lujuuteen (Penelis & Penelis 2014, s. 324).



Kuva 4.4 Oletetun betonin puristuman kehityksen vertailua eri sivupaineen suhteilla betonin alkuperäiseen lujuuteen (Penelis & Penelis 2014, s. 324).

Uudessa FIB 2010 suunnitteluohjeessa kaava betonin lujuuden laskemiseksi kolmiakselisessa puristuksessa on uudistettu. Toisin kuin Model Code 90:ssä FIB 2010:ssä sivupaineen suhde betonin yksiakselialisen puristuslujuuteen ei vaikuta puristuslujuuden laskentatapaan. Kaavoissa 4.14 ja 4.15 on paljon yhtäläisyyksiä kaavojen 4.9 ja 4.10 kanssa. Myös päivitetty FIB 2010 puristuslujuudet ja puristumat ovat nyt huomattavasti lähempänä esimerkiksi Newman & Newmanin mallia kuin vanhoja EC2 arvoja. Murtopuristuma määritellään FIB 2010:ssä samoin kuin Model Code 90:ssä (kaava 4.8). (FIB 2010, s. 203)

$$\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} = 1 + 3,5 \left( \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right)^{0,75} \quad (4.14)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} - 1 \right) \right] \quad (4.15)$$

## 5. Kolmiaksaalisen puristustilan laskentamallit

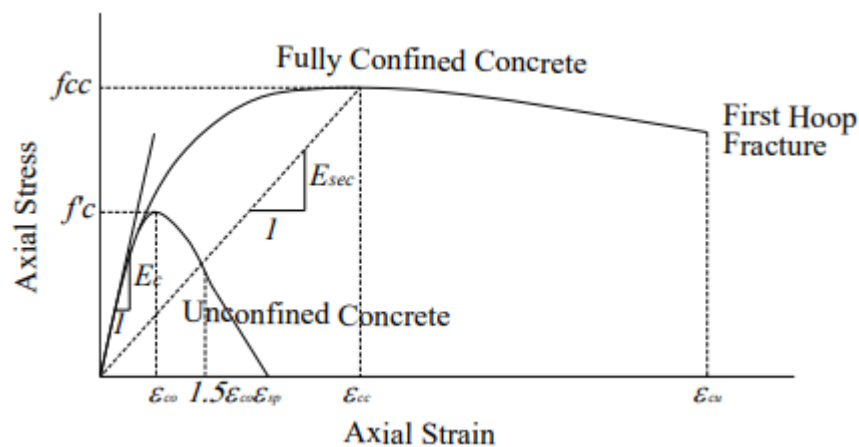
Tässä kappaleessa esitellään Manderin sekä Razvin ja Saatcioglun laskentamallit. Mallit valittiin niiden monipuolisuuden takia, sillä molemmat laskentamallit soveltuvat pyöreille sekä neliskulmaisille poikkileikkauksille. Manderin malli on kehitetty normaalilujuusbetonille, kun taas Razvin ja Saatcioglun malli on kehitetty sekä normaali- että korkealujuusbetonille. Pelkästään normaalilujuusbetonille tarkoitettut laskentamallit eivät sovellu korkealujuusbetonille, sillä korkealujuusbetoni ei ole niin sitkeää kuin normaalilujuusbetoni. Tästä syystä mallit yliarvioivat korkealujuusbetonin sitkeyden. (Razvi & Saatcioglu 1999, s. 281; FIB & MPA 2014, s. 97)

Tällä hetkellä käytössä olevat empiiriset, analyyttiset ja numeeriset laskentamallit ovat yksinkertaistettuja, ja sisältävät oletuksia. Tämä johtaa suuriin eroavaisuuksiin laskettujen ja todellisten arvojen välillä. (Gandomi et al. 2015, s. 400)

### 5.1 Manderin malli

Mander ym. ratkaisivat kolmiaksaalisesti puristetun betonin lujuutta ja kimmokerrointa vastaavan venymän vuonna 1988 perustuen Richartin ym. tekemiin kokeellisiin tuloksiin. Manderin tutkimuksessa vietiin myös suljetun betonin jännityksen laskemista pidemmälle. Manderin laskentamalli on yleisesti käytössä vielä tänäänkin (FIB & MPA 2014, s. 97).

Manderin laskentamalli perustuu vaikuttavaan sivupaineeseen  $f_1$  sekä tehollisen sulkeumavaikutuksen kertoimeen  $k_e$ . Laskentamalli on tarkoitettu sovellettavaksi mille tahansa poikkileikkaukselle, sillä sivupaine määritetään poikkileikkauksen geometrian avulla. Mander ym. osoittivat heidän mallinsa käyttökelpoisuuden pyöreille ja suorakaiteen muotoisille poikkileikkauksille eri kuormitustilanteissa. He kuormittivat koeappaleita staattisilla ja dynaamisilla kuormilla, joita lisättiin monotonisesti tai vaihteittain. Manderin mallissa käytetään energiatasapainoa ennustamaan betonin maksimaalista pituussuuntaista puristusvenymää, jotta täysi jännitys-venymäkäyrä ja sitkeys voidaan määrittää. (Fattah 2012, s. 199-200)

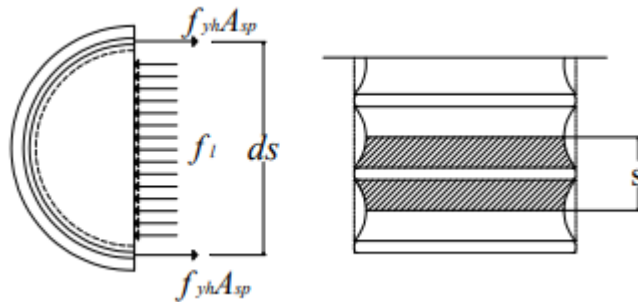


Kuva 5.1. Manderin mallin normaalijännitys-venymä monotonisessa kuormituksessa (Fattah 2012, s. 201).

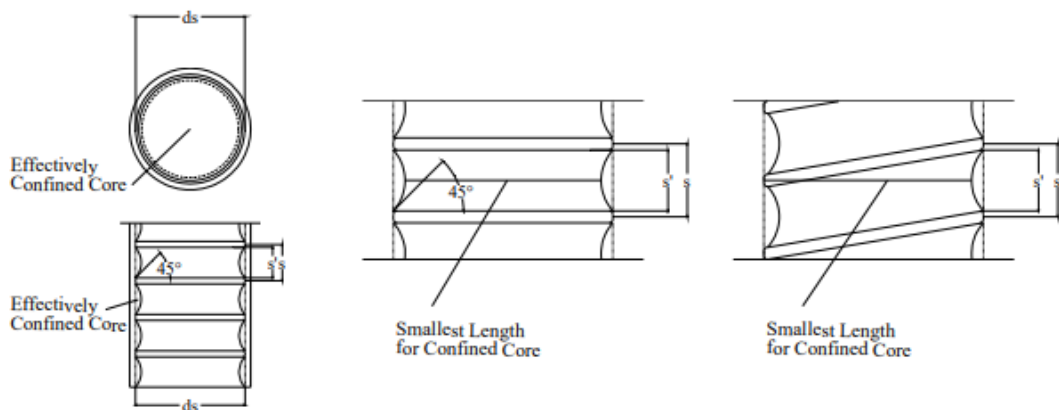
Manderin mallissa on kaksi jännitys-venymäkäyriä, kuten kuvan 5.1 monotonisessa kuormitustilanteessa. Ylempi käyrä kuvaa kolmiaksisiaalisesti puristetun betonin käyttäytymistä keskeisessä kuormituksessa. Käyrästä nähdään, että sillä on nouseva osa, jonka kulmakerroin alkaa laskemaan  $E_c$ :stä, kunnes se saavuttaa lujuuden huippuarvon pisteessä ( $\epsilon_{cc}$ ,  $f_{cc}$ ). Tämän jälkeen kulmakerroin muuttuu negatiiviseksi. Käyrän laskevalla osalla materiaali voi sitoa energiaa, mutta ei pysty kantamaan edeltävää kuormaa. Laskeva osa voidaan määrittää vain siirtymäohjatulla kuormituksella. Lopulta saavutetaan kriittinen venymä  $\epsilon_{cu}$ , jolloin ensimmäiset haat murtuvat. Käyrästä alempi puolestaan kuvaa betonin käyttäytymistä yksiaksisiaalisessa puristuksessa. Alemman käyrän nouseva osa on samanlainen kolmiaksisiaalisesti puristetun betonin kanssa, kunnes se saavuttaa pisteen ( $f_c$ ,  $\epsilon_{c0}$ ). Tämän jälkeen käyrä laskeutuu, kunnes saavutetaan venymä  $1,5-2,0 \epsilon_{c0}$ , jonka jälkeen voidaan olettaa suora viiva pisteeseen ( $0$ ,  $\epsilon_{sp}$ ). (Fattah 2012, s. 201)

### 5.1.1 Manderin laskentamalli suorakaide- ja ympyräpoikkileikkauksille

Tasainen rengasjännitys (*hoop tension*), joka muodostuu poikittaisiin teräksiin myödessä, täytyy tasapainottaa yhtenäisellä poikittaisella jännityksellä betonin ytimessä.



Kuva 5.2. kierrehaan aiheuttama sivupaine betonissa (Fattah 2012, s. 251).



Kuva 5.3. Tehollisen sulkeumavaikutuksen alue ympyrä ja kierrehaoilla (Fattah 2012, s. 202).

$$2f_{yh}A_{sp} = f_l d_s \quad (5.1)$$

$$f_l = \frac{2f_{yh}A_{sp}}{s d_s} \quad (5.2)$$

Manderin mallissa sulkeumavaikutuksen alue  $A_{cc}$  on haan piirin keskilinjan sisäpuoleinen alue. Kuvista 5.2 ja 5.3 nähdään, että tehokkaan sulkeumavaikutuksen alue  $A_e$  hakojen



välissä on pienempi kuin hakojen keskilinjan rajaama alue ilman pystyteräksiä  $A_{cc}$ . Jotta tämä ehto täyttyy, tehollinen sivupaine ilmaistaan tehokkaan sulkeumavaikutuksen kerroimen  $k_e \leq 1$  avulla.

$$f'_l = k_e f_l \quad (5.3)$$

Suorakaidepilarissa sivupaine määritetään x- ja y-akselin suuntaisesti kumpaankin suuntaan seuraavasti.

$$f_{lx} = \frac{A_{sx}}{sd_c} f_{yh} = \rho_x f_{yh} \quad (5.4)$$

$$f_{ly} = \frac{A_{sy}}{sb_c} f_{yh} = \rho_y f_{yh} \quad (5.5)$$

$$f'_{lx} = k_e \rho_x f_{yh} \quad (5.6)$$

$$f'_{ly} = k_e \rho_y f_{yh} \quad (5.7)$$

Neliöpilareissa sivupaine voidaan määrittää suoraan kaavasta 5.2. Tehokkaan sulkeumavaikutuksen kerroin määritellään tehollisen sulkeumavaikutuksen alan suhteena sulkeumavaikutuksen alaan.

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (5.8)$$

$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc}), \quad (5.9)$$

jossa  $A_c$  on hakojen keskiviivan rajaama alue ja  $\rho_{cc}$  on pituussuuntaisten rautojen pinta-alan suhde betoniytimen alaan. Kaavoissa 5.10-5.12 ovat tehollisen sulkeumavaikutuksen alat pyöreälle, spiraaliraudoitettulle ja suorakaiteen muotoiselle pilarille vastaavassa järjestyksessä.

$$A_e = \frac{\pi}{4} d_s^2 \left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)^2 = A_c \left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)^2 \quad (5.10)$$

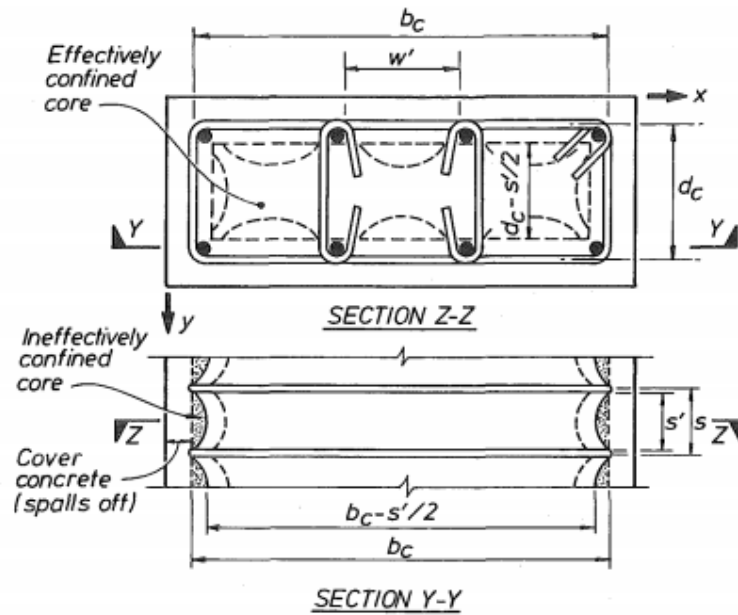
$$A_e = \frac{\pi}{4} d_s^2 \left(1 - \frac{s'}{4d_s}\right)^2 = A_c \left(1 - \frac{s'}{2d_s} + \frac{s'^2}{16d_s^2}\right) \quad (5.11)$$

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right) \quad (5.12)$$

Kaavassa 5.12  $w'_i$  on haoilla sidottujen pituussuuntaisten terästen välinen pienin etäisyys, joka on esitetty kuvassa 5.4. Yhtälön 5.11 viimeinen termi voidaan jättää huomioimatta, jolloin kaava voidaan yksinkertaistaa seuraavanlaiseen muotoon.

$$A_e = A_c \left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right) \quad (5.13)$$

Manderin mallissa suurin puristuslujuus kolmiaksisiaalisessa puristuksessa voidaan kuvata yksiaksisiaalisen puristuslujuuden ja tasaisen tehokkaan sivupaineen yhtälönä.



Kuva 5.4. Suorakaideprofiilin mitat tehollisen sulkeumavaikutuksen alan määrittämiseen (Mander et al. 1988, s. 1810).

$$f'_{cc} = f'_c \left( 1,254 + 2,254 \sqrt{1 + \frac{7,94 f'_l}{f'_c}} - 2 \frac{f'_l}{f'_c} \right) \quad (5.14)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left( 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right) \quad (5.15)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (5.16)$$

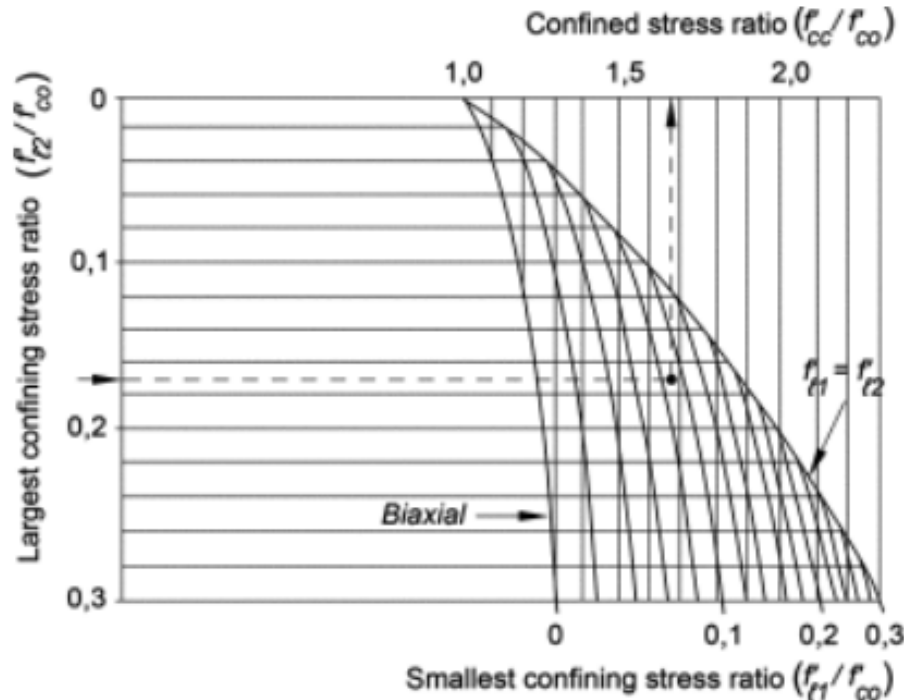
$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (5.17)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (5.18)$$

Täydellinen kolmiaksisiaalisen puristuksen jännitys-muodonmuutuskäyrä voidaan piirtää yhdellä funktiolla seuraavasti

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (5.19)$$

Jos suorakaidepoikkileikkauksen eri sivuilla vallitsevat eri suuruiset sivupaineet, niin lujuuden korotus on helppo selvittää kuvan 5.5 kuvaajan avulla. Kun kummallakin sivulla vallitsevat teholliset sivupaineet tunnetaan, niin saadaan suoraan likimääräinen kerroin kolmiaksisiaalisesti puristetun betonin puristuslujuuden suhteesta vastaavan betonin yksiaksisiaaliseen puristuslujuuteen.



Kuva 5.5. Kolmiaksisesti puristetun suorakaidepoikkileikkauksen puristuslujuuden määrittäminen sivupaineen arvoista (Mander et al. 1988, s. 1813).

### 5.1.2 Energiatasapainomenetelmä kriittisen venymän määrittämiseksi

Jotta taivutetun teräsbetonikappaleen kriittinen kiertymiskapasiteetti plastisessa nivelessä voidaan laskea, on välttämätöntä määrittää betonin murtopuristuma  $\epsilon_{cu}$ . Mander ym. ehdottivat energiatasapainomentelmän käyttöä kolmiaksisessa puristuksessa murtovenymän (*ultimate confined strain*) ratkaisemiseksi. Murtovenymä on pituussuuntaisen betonin puristuma, jolloin ensimmäinen haka murtuu ja betonin ydin halkeilee. Mander ym. esittivät, että kolmiaksisesti puristetun betonin ylimääräinen muodonmuutoskyky johtuu muodonmuutosenergiasta  $U_{sh}$ , joka sitoutuu poikittaisiin teräksiin terästen myötäessä. Kuvassa 5.1 kummankin käyrän alapuolella oleva alue esittää kokonaismuodonmuutosenergiaa jokaista yksikkötilavuutta kohti, joka vaaditaan betonin murtumiseen. (Mander et al. 1988, s. 1820-1821; Fattah 2012, s. 205)

$$U_{sh} = U_g - U_{c0} \quad (5.20)$$

Kaavassa 5.20  $U_g$  on betonin tekemä ulkoinen työ haan murtamiseksi ja  $U_{c0}$  on tehty työ yksiaksisesti puristetun (*unconfined concrete*) betonin murtamiseen. Muodonmuutosenergia voidaan esittää poikittaisen teräksen vetojännitys-venymäkäyrän alana, joka on 0 ja murtovenymän  $\epsilon_{sf}$  välissä. Mander ym. suorittamista kokeista kävi ilmi, että hakojen koolla tai myötölujuudella ei ollut suurta merkitystä tuloksiin. Tulosten voidaan olettaa olevan  $\pm 10\%$  sisällä.

$$U_{sh} = \rho_s A_{cc} \int_0^{\epsilon_{sf}} f_s d\epsilon_s = 110 \rho_s A_{cc} \quad (5.21)$$

Betonin tekemä ulkoinen työ ilmaistaan kolmiaksisen jännitys-venymäkäyrän alana ja ylimääräisen energian  $U_{sc}$  summana, joka tarvitaan pitämään pituussuuntaiset teräkset myödessä puristuksessa (Mander et al. 1988, s. 1821).

$$U_g = U_{cc} + U_{sc} = A_{cc} \int_0^{\varepsilon_{cu}} f_c d\varepsilon_c + \rho_{cc} A_{cc} \int_0^{\varepsilon_{cu}} f_{sl} d\varepsilon_c \quad (5.22)$$

Lohkeamisvenymän (*spalling strain*) arvona käytetään tyypillisesti 0,005 (Caltrans 2006, s. 8). Silloin suojabetoni lohkeilee pois ytimen ympäriltä. Kokeellisesti on todistettu, että yksiaksiaalisesti puristetun betonin murtumiseen tarvittava työ voidaan likimääräisesti riittävällä tarkkuudella määrittää seuraavasti

$$U_{c0} = A_{cc} \int_0^{\varepsilon_{sp}} f_c d\varepsilon_c = 0,017 A_{cc} \sqrt{f'_{c0}} \quad (5.23)$$

Vaihtamalla yhtälöt 5.21, 5.22 ja 5.23 yhtälöön 5.20 saadaan seuraavanlainen yhtälö, josta kriittinen venymä voidaan ratkaista numeerisesti.

$$110\rho_s = \int_0^{\varepsilon_{cu}} f_c d\varepsilon_c + \rho_{cc} \int_0^{\varepsilon_{cu}} f_{sl} d\varepsilon_c - 0,017 \sqrt{f'_{c0}} \quad (5.24)$$

, missä  $f_{sl}$  on pituussuuntaisen teräksen jännitys ja  $f'_{c0}$  betonin kvasistaattinen puristuslujuus.

Paulay ja Priestley (1992) yksinkertaistivat Manderin yhtälön murtovenymän ratkaisemiseksi seuraavaan muotoon (Noor 2014, s. 44).

$$\varepsilon_{cu} = \frac{0,004 + 1,4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{uh}}{f'_{cc}} \quad (5.25)$$

, jossa  $\varepsilon_{uh}$  ja  $\rho_s$  ovat sulkeumavaikutuksen aikaansaamiseksi käytetyn teräksen murtovenymä sekä tilavuussuhde vastaavassa järjestyksessä.

Tyypillisesti kolmiaksiaalisesti puristetun betonin murtovenymä vaihtelee 0,012-0,05 välillä ja on 4-16 kertaa suurempi kuin yksiaksiaalisesti puristetun betonin murtovenymä. Kuitenkin rajatilamitoituksessa kolmiaksiaalisesti puristetun betonin suurin sallittu venymä rajoitetaan arvoon 1 %, jolloin vältetään betonin liialliselta halkeilulta, ja rakenne pysyy eheänä. Jos laskettu murtovenymä on tätä suurempi, niin murtolujuus lasketaan uudelleen arvolla 1 %. (Al-Rahmani & Rasheed 2016; Nawy 2008, s. 36-9; Noor 2014, s. 44)

Keskeisesti puristetun normaalilujuuspilarin kokoonpuristuma on rajoitettu kuitenkin 2 ‰:een betonin epälineaaris-ideaalisplastisessa materiaalimallissa (Betoniteollisuus 2009, s. 8). Jos suunnittelussa käytetään betonin kimmoista-ideaaliplastista materiaalimallia eli bi-lineaarista mallia, niin sallittu puristuma on 1,75 ‰ (Liikennevirasto 2017, s.18). Näin ollen kolmiaksiaalisen jännitystilän hyödyntäminen pilareissa ei seismisen alueen ulkopuolella ole kannattavaa.

## 5.2 Razvin ja Saatcioglun kolmiakselialinen laskentamalli

Saatcioglun ja Razvin vuoden 1992 laskentamalli perustuu poikkitaisten terästen aiheuttaman tasaisen sivupaineen määrittämiseen. Malli on kehitetty normaalilujuusbetonille ja sitä voidaan soveltaa pyöreille, neliön ja suorakaiteen mallisille poikkileikkauksille niin keskeisen kuin epäkeskeisen kuormituksen vallitessa pienillä sekä suurilla muodonmuutoksilla. Razvin ja Saatcioglun julkaisivat vuonna 1999 analyttisen laskentamallin, joka soveltuu sekä normaalilujuus- että korkealujuusbetonille. (Razvi & Saatcioglu 1999, s. 281)

Vuoden 1999 mallia varten Razvi ja Saatcioglu testasivat 46 poikkileikkaukseltaan pyöreää tai suorakaiteen muotoista lähes täysikokoista pilaria. Pilareiden lujuus vaihteli 60 ja 124 MPa:n välillä. He tekivät suuria muutoksia aikaisempaan malliinsa, sillä normaalilujuusbetonille suunnitellut mallit eivät sellaisenaan sovellu korkealujuusbetoneille, sillä niiden on todettu yliarvioivan betonin sitkeyden. Korkealujuusbetonille tarkoitetut mallit ovat usein muokattu vanhoista normaalilujuusbetonille tarkoitetuista laskentamalleista. Razvi ja Saatcioglu eivät kuitenkaan muuttaneet lähestymistapaa, joten suurin osa muutoksista näkyy vain muuttuneina tai uusina kertoimina. Laajentaakseen uuden mallinsa ulottuvuutta Razvi ja Saatcioglu lisäsivät aineistoon vielä 124 muiden tutkijoiden aikaisemmin suorittamaa tutkimustulosta korkealujuusbetoneista sekä 96 koetulosta normaalilujuuspilareista. (Razvi & Saatcioglu 1999, s. 281-282)

Razvin ja Saatcioglun malli perustuu tasaiseen sivupaineeseen, joka antaa saman vaikutuksen kuin epäyhtenäinen sivupaine. Kolmiakselisesti puristetun betonin lujuus voidaan määrittää seuraavasti

$$f_{cc} = f_c + k_1 f_{le} \quad (5.26)$$

$$k_1 = 6,7(f_{le})^{-0.17} \quad (5.27)$$

Razvin ja Saatcioglun mallissa sivupaine määritetään poikkileikkauksen muodosta riippuen samoin kuin Manderin mallin kaavoissa 5.2, 5.4 ja 5.5. Korkealujuusteräksiä käytettäessä teräksen myötölujuuden sijasta käytetään teräksen todellista jännitystä huippuarvon kohdalla, joka voi olla pienempi kuin teräksen myötölujuus. Korkealujuusterästen määrittelyyn ei ole selkeää rajaa, mutta myötölujuuden voidaan katsoa olevan 500 MPa yläpuolella. Korkealujuusteräksiä käytetään usein korkealujuusbetoneissa, sillä korkealujuusbetonit vaativat usein huomattavasti suuremman sivupaineen kuin normaalilujuusbetonit. Sivupainetta harvoin halutaan lisätä kasvattamalla teräksen tilavuussuhdetta betonissa, sillä betonirakenteissa halutaan välttää turhan ahtaita kohtia. Sivupainetta kasvatetaan siksi mieluummin käyttämällä teräksiä, joilla on korkeampi myötölujuus. Teräksen lujuus tällaisessa erikoistapauksessa määritellään seuraavasti. (Razvi & Saatcioglu 1999, s. 283)

$$f_s = E_s \left( 0,0025 + 0,04 \sqrt[3]{\frac{k_2 \rho_{cc}}{f'_c}} \right) \leq 1400 \text{ MPa} \quad (5.28)$$

Razvin ja Saatcioglun mallissa tehollinen sivupaine määritetään kertoimen  $k_2$  avulla. Pyöreissä poikkileikkauksissa  $k_2 = 1,0$  mutta suorakaidepoikkileikkauksissa se on pienempi johtuen sivupaineen epätasaisuudesta. Kerroin  $k_2$  heijastaa raudoituksen tehokkuutta ja lähestyy yhtä, kun sivupaine on lähes tasaista. Sivupaine on määritetty neliö- ja suorakaidepoikkileikkauksille Razvin ja Saatcioglun 1992 mallissa normaalilujuusbetonille seuraavasti:

$$f_{le} = k_2 f_l \quad (5.29)$$

$$k_2 = 0,26 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s}\right) \left(\frac{b_c}{s_l}\right) \left(\frac{1}{f_l}\right)} \leq 1,0 \quad (5.30)$$

, jossa  $b_c$  on neliöpilarin betoniytimen sivumitta,  $s$  on hakaväli,  $s_l$  on haoilla sidottujen pystyterästen välinen etäisyys ja  $f_l$  on sivupaine. Suorakaidepilarissa kerroin  $k_2$  määritetään erikseen x- ja y-suuntaan.

Suorittaessaan kolmiaksiaalisia puristuskokeita korkealujuusbetoneilla Razvi ja Saatcioglu havaitsivat puutteita kertoimessa  $k_2$ . He huomasivat, että aikaisemmin määritetystä kertoimesta  $k_2$  tuli käyttökelvoton keskimääräisen sivupaineen kasvaessa suureksi. Tämä tapahtuu usein kolmiaksiaalisesti puristetuilla korkealujuusbetoneilla. He huomasivat myös, ettei kerroin  $k_2$  ollut erityisen riippuvainen sivupaineen arvoista korkealujuusbetoneilla. Kerroin tuotti myös suhteellisen tarkkoja tuloksia normaalilujuusbetoneilla, jos  $f_l$  arvona käytettiin keskimääräisen sivupaineen arvoa 3MPa (Razvi & Saatcioglu 1999, s. 284). Tällöin kerroin  $k_2$  yksinkertaistuu seuraavaan muotoon.

$$k_2 = 0,15 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s}\right) \left(\frac{b_c}{s_l}\right)} \leq 1,0 \quad (5.31)$$

Mikäli neliö- ja suorakaidepilarin poikkileikkauksessa vallitsee eri sivupaineet x- ja y-suunnassa, niin tehollisena paineena voidaan käyttää painotettua keskiarvoa, joka määritetään seuraavasti:

$$f_{le} = \frac{f_{le,x} b_c + f_{le,y} d_c}{b_c + d_c} \quad (5.32)$$

Sivupaineet vaikuttavat kohtisuorasti ytimen sivumittoja  $b_c$  ja  $d_c$  vastaan, jotka ovat esitetty aikaisemmin kuvassa 5.4.

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{01} (1 + 5k_3 K) \quad (5.33)$$

$$\varepsilon_{85} = 260k_3 \rho_c \varepsilon_{cc} [1 + 0,5k_2 (k_4 - 1)] + \varepsilon_{085} \quad (5.34)$$

Razvin ja Saatcioglun mallin jännitys-venymäkäyrä muodostuu epälineaarisesta nousevasta osasta ja huippulujuudesta lineaarisesti laskevasta osasta. Laskevan osan kaltevuus määritellään venymästä, joka vastaa 85% jännityksen huippuarvosta. Kertoimet  $k_3$  ja  $k_4$  ottavat huomioon tilanteen, jos käytössä on korkealujuusbetonia tai -terästä. On huomioitava, että poikittaisteräksen oletetaan myötävän määrittäessä venymää  $\varepsilon_{85}$ . Tämä oletus tulee Razvin ja Saatcioglun havainnoista, joita he tekivät kokeissaan. Havainnot osoittivat, että vaikka teräs ei välttämättä myödy betonin saavutettua sen huippulujuutensa, niin

teräs myötää ennen tai silloin kuin betonin lujuus alkaa laskea. (Razvi & Saatcioglu 1999, s. 286)

$$k_3 = \frac{40}{f'_c} \leq 1,0 \quad (5.35)$$

$$k_4 = \frac{f_{yh}}{500} \leq 1,0 \quad (5.36)$$

$$\rho_c = \frac{\sum_{i=1}^n (A_{sx})_i + \sum_{j=1}^m (A_{sy})_j}{[s(b_c + d_c)]} \quad (5.37)$$

, jossa n ja m ovat hakojen varsien lukumäärä x- ja y suunnassa

$$\varepsilon_{01} = 0,0028 - 0,0008k_3 \quad (5.38)$$

$$\varepsilon_{085} = \varepsilon_{01} + 0,0018k_3^2 \quad (5.39)$$

Jännitys-venymäkäyrän nouseva osa, kun  $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}$

$$f_c = \frac{f_{cc} \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^r}{r - 1 \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^r} \quad (5.40)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (5.41)$$

jossa  $E_{sec}$  on kolmiaksisiaalisesti puristetun betonin sekanttikimmomoduuli ja  $E_c$  tavallinen betonin kimmokerroin.

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (5.42)$$

$$E_c = 3320\sqrt{f'_c} + 6900 > E_{sec} \quad (5.43)$$

Kaavalla 5.43 määritetty  $E_c$  antaa erittäin samanlaisia tuloksia, mitä kokeellisesti on saavutettu. Razvin ja Saatcioglun jännitys-venymäkäyrän laskeva osa, kun  $\varepsilon_c > \varepsilon_{cc}$

$$\max \left( f_{cc} \left( 1 - 0,15 \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{85} - \varepsilon_{cc}} \right); 0,2f_{cc} \right) \quad (5.44)$$

## 6. Pilarin ja laatan liitosalueen suunnittelu

Toisin kuin monissa ulkomaalaisissa rakennusmääräyskokoelmissa niin Eurokoodi 2:ssa ei ole ohjetta kuormankantokyvyn määrittämiseksi tilanteessa, jossa alemmaa betonilaatua oleva laatta on korkeampaa betonilaatua olevien pilareiden puristuksessa. Tässä kappaleessa esitetään Yhdysvaltojen ACI318-14 ja Kanadan CSAA23.3-04 normeista löytyvät suunnitteluohjeet liitosalueen tehollisen lujuuden määrittämiseksi sekä useita kokeisiin pohjautuvia numeerisia laskentamalleja. Käyttämällä liitosalueen tehollista lujuutta, voidaan välttyä kuvan 6.1 b) tilanteelta, jossa liitosalue valetaan samalla betonilla kuin pilari. Tämä käytäntö on Suomessa yleinen, ja siihen liittyy tiettyjä laadunvarmistukseen liittyviä riskejä. (Goldyn et al. 2015, s. 52-53)

Jos laatussa käytetään eri betonilaatuja, niin kosketuspintojen tulee sijaita alueiden ulkopuolella, missä esiintyy suuria taivutusmomentteja. Molemmat betonit pitää tiivistää hyvin, jotta saavutetaan hyvä yhdistyminen. Lujemman betonin käyttö liitosalueella mahdollistaa hyvän kuorman siirtymisen pilareiden välillä, mutta vaatii suurta huolellisuutta ja kunnollista töiden yhteensovittamista. Mahdollisten virheiden välttämiseksi on suositeltavaa valaa liitosalueen betoni ensin. (Goldyn et al. 2015, s. 53)

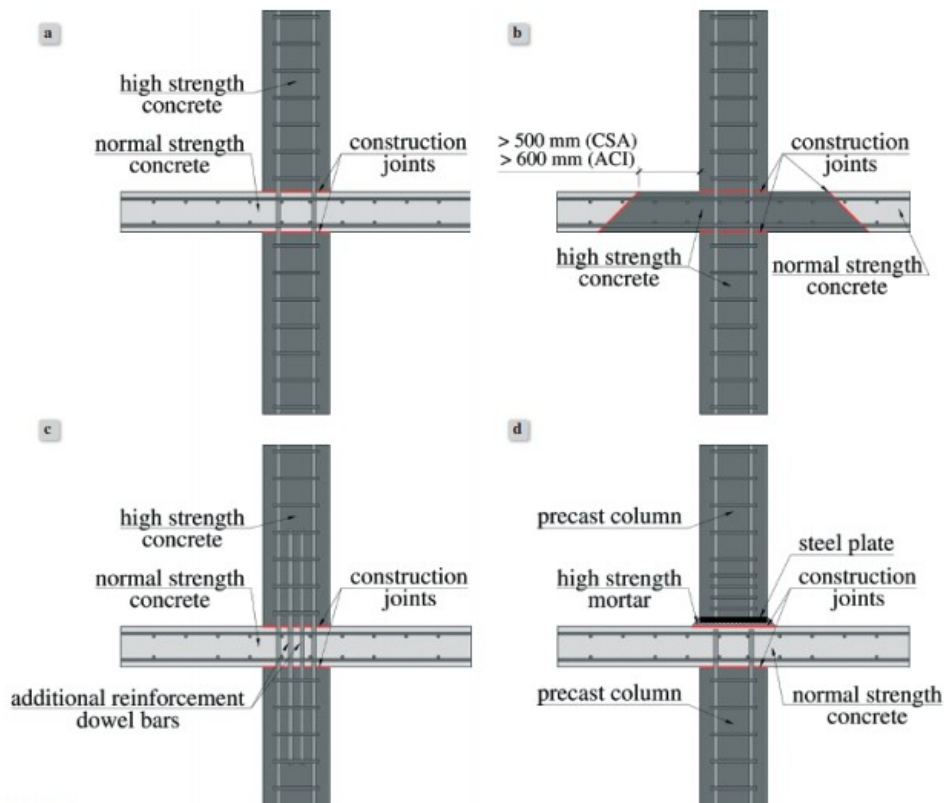


Figure 1.  
Types of column-slab connection

Kuva 6.1. Tavallisia pilarilaatan liitoskohtia (Goldyn et al. 2015, s. 52)

Toinen yleisesti käytössä oleva tapa kompensoida laatan alemmaa puristuslujuutta on lisätä ylimääräisiä pystyteräksiä liitosalueelle, kuten kuvassa 6.1 c). Ylimääräisten terästen lisäämisessä tulee huomioida teräksen riittävä ankkurointipituus ylemmässä ja alemmassa pilarissa. Ylimääräisiä pystyteräksiä lisätessä tulee muistaa, ettei liitosalueen teräsmäärä saa ylittää sille asetettua rajaa  $0,012A_c$ . (Goldyn et al. 2015, s. 53)



## 6.1 Kansallisten standardien mukainen tehollinen lujuus

Viime vuosikymmenten aikana korkeassa rakentamisessa yleinen suuntaus on ollut, että pilarit valmistetaan korkealujuusbetonista ja välipohja normaalilujuusbetonista. Tällä saavutetaan pienempiä pilarin poikkileikkauksia, vähennetään muottityön tarvetta ja lisätään tilan käytön tehokkuutta. Käytettävien betonien lujuus- ja jäykkyysrova vaikuttavat pilarin ja laatan liitosalueen käyttäytymisen. Liitosalueen laskennallisena lujuutena käytetään tehollista lujuutta  $f_{ce}$ . Teholliseen lujuuteen vaikuttaa pilarin lujuuden suhde laatan lujuuteen sekä laatan korkeuden suhde pilarin mittoihin. Tässä kappaleessa esitettävät ACI:n ja CSA:n standardit eivät huomioi kuitenkaan laatan korkeuden suhdetta pilarin leveyteen tai halkaisijaan, vaan ottavat huomioon vain pilarin ja laatan lujuuseron. (Goldyn et al. 2015, s. 51; Shah & Ribakov 2011, s. 395)

ACI 318-19 määrittelee liitosalueen lujuuden pilarin ja laatan lujuuden suhteen avulla seuraavasti. Mikäli laatan lujuus on vähintään 70% pilarin lujuudesta, niin liitosalueen lujuutena voidaan käyttää pilarin lujuutta. Jos laatan lujuus on tätä pienempi, niin nurkka- ja reunapilareiden kohdalla tehollisena lujuutena käytetään laatan lujuutta tai liitosalue valetaan samalla betonilla kuin pilari. Vaihtoehtoisesti liitosalueella voidaan käyttää lisäteräksiä ja hakoja kasvattamaan tehollista lujuutta. Sisäpilareiden kohdalla liitosalueen lujuus lasketaan seuraavasti. (Shahid et al. 2015, s. 965; ACI318-19 2019, s. 214-215; Urban & Goldyn 2015)

$$f_{ce} = \begin{cases} f_{cc} & , \text{ kun } f_{cs} \geq 0,7f_{cc} \\ 0,75f_{cc} + 0,35f_{cs} & , \text{ kun } 0,4f_{cc} \leq f_{cs} < 0,7f_{cc} \end{cases} \quad (6.1)$$

ACI:n ohjeet perustuvat Bianchinin ym. (1960) kokeelliseen tutkimukseen. Tutkimuksissa havaittiin pilarin kantokyvyn laskevan, kun suhde  $f_{cc}/f_{cs}$  ylitti keskipilareilla arvon 1,5 ja reunapilareilla 1,4. Tästä huolimatta ACIn säädöksiin yhteiseksi raja-arvoksi on otettu 1,4. ACI:n on huomattu antavan epäluotettavia tuloksia näytteille tilanteissa, joissa muotokerroin  $h/c$  ja pilarin lujuuden suhde laatan lujuuteen on suuri. Reuna- ja nurkkapilarien tehollista lujuutta tulkitaan useissa tutkimuksissa eri tavalla. Osassa tutkimuksista laatan lujuuden alitettua  $0,7f_{cc}$  teholliseksi lujuudeksi oletetaan 1,4-kertainen laatan lujuus ja toisissa pelkkä laatan lujuus. (Shah & Ribakov 2011, s. 395; Urban & Goldyn 2015, s. 481; Choi et al. 2018, s. 732)

Kanadan normissa CSA A23.3-04 liitosalueen tehollinen lujuus määritellään selkeämmin kuin ACI 318-19:ssa. Kanadan suunnitteluohjeet se perustuvat Alexanderin ja Ospinan kehittämään empiiriseen kaavaan. Nurkkapilareissa tehollisena lujuutena käytetään laatan alkuperäistä lujuutta. Reunapilarin ja keskipilarin liitosalueen teholliset lujuudet on määritetty kaavassa 6.2. Keskipilarin kohdalla ACI:n ja CSA:n ohjeet eroavat selvästi toisistaan. Kanadan standardi on osoittautunut turvalliseksi, mutta arvioitu turhan konservatiiviseksi etenkin tilanteissa, joissa muotokerroin on pieni. (Goldyn et al. 2015, s. 54; CSA-A23.3-04 2004, s. 46; Shah & Ribakov 2011, s. 395).

$$f_{ce} = \begin{cases} 1,4f_{cs} \leq f_{cc} & \text{reunapilari} \\ 0,25f_{cc} + 1,05f_{cs} \leq f_{cc} & \text{keskipilari} \end{cases} \quad (6.2)$$

Edellä mainitut Shahin ja Ribakovin mukaan 1,4 on hyvä raja-arvo lujuuksien suhteelle. He tosin ehdottavat sen uudelleen määrittämistä, sillä tämän hetkinen raja-arvo ei perustu yhtäläiseen tieteelliseen näyttöön. Koetuloksia väliltä  $1 < f_{cp}/f_{cs} < 1,4$  ei ole. Tiedetään, että laatasta ei tapahdu lujuuden lisäystä, kun lujuuksien suhde on 1. Automaattisesti

ei voida olettaa, että pieni lujuusero pilarin ja laatan välillä kasvattaa laatan laskennallisen lujuuden 1,4-kertiaiseksi. (Goldyn et al. 2015, s. 53; Shah & Ribakov 2008, s. 1154)

## 6.2 Empiirisesti määritettyjä liitosalueen lujuuksia

Korkealujuuspilareiden ja normaalilujuuslaatan välisen liitosalueen tehollisen lujuuden määrittämiseksi on suoritettu jo useita kokeita. Testeistä suurin osa keskittyy kuvan 6.2 a) sisäpilarin tapaukseen. Tässä kappaleessa esitettyjen testien tulokset on esitetty liitteessä 1. Gamble ja Klinar tutkivat kuutta pilarilaatta liitosta reuna- ja keskialueilla aksiaalissa puristuskuormituksessa. Tuloksissaan he päätyivät siihen, että ACI arvioi pilarin kapasiteetin yläkanttiin, kun  $f_{cc}/f_{cs}$  ylittää arvon 1,4. Tutkijat ehdottivat uusia yhtälöitä tehollisen lujuuden määrittämiseen sisä- ja reunapilarille. Gamble ja Klinar ehdottivat laatan teholliseksi lujuudeksi sisä- ja reunapilarille seuraavaa, jos pilarin lujuuden suhde laattaan on yli 1,4-kertainen. (Shahid et al. 2015, s. 965; Bradfor et al. 1999, s. 141)

$$f_{ce} = \begin{cases} 0,32f_{cc} + 0,85f_{cs} & \text{reunapilari} \\ 0,47f_{cc} + 0,67f_{cs} & \text{sisäpilari} \end{cases}, \text{ jos } \frac{f_{cp}}{f_{cs}} > 1,4 \quad (6.3)$$

Bianchinin ym. sekä Gamblen ja Klinarin kokeiden suurin puute on, ettei niissä huomioida laatan kuormitusta. Laatan kuormitus aiheuttaa merkittävän vetorasituksen laatan yläpinnan teräksiin pilarin läheisyydessä. Tämän kaltaisen vetorasituksen voidaan katsoa heikentävän ympäröivän laatan kykyä muodostaa kolmiakksiaalinen puristustila liitosalueelle. Ospina ja Alexander suorittivat kokeita 20 sisäpilarille. He tutkivat muotovakion vaikutuksen lisäksi sitä, miten laatan kuormitus vaikuttaa liitosalueen lujuuteen. Ospinan ja Alexanderin tutkimuksesta selvisi, että ACI:n ohjeet sisäpilarien liitosalueen lujuudeksi ovat epäluotettavia, jos laatta on kuormitettu. Tutkimuksesta pystyttiin myös päättämään tehollisen lujuuden pienenevän laatan kuormituksen ja muotovakion kasvaessa. Ospinan ja Alexanderin mallissa esitetään ensimmäisenä muotovakio eli laatan korkeuden suhde pilarin sivumittaan. Kaavasta 6.4 nähdään, että CSA:n normissa muotovakio  $h/b = 1$ . (Shah & Ribakov 2011, s. 397; Shahid et al. 2015, s. 966; Bradfor et al. 1999, s. 141)

$$f_{ce} = \begin{cases} 1,2f_{cs} & \text{nurkkapilari} \\ 1,4f_{cs} & \text{reunapilari} \end{cases}, \text{ kun } \frac{f_{cp}}{f_{cs}} > 1,4 \quad (6.4)$$

$$\frac{0,25}{h/b} f_{cc} + \left(1,4 - \frac{0,35}{h/b}\right) f_{cs} \quad \text{sisäpilari}$$

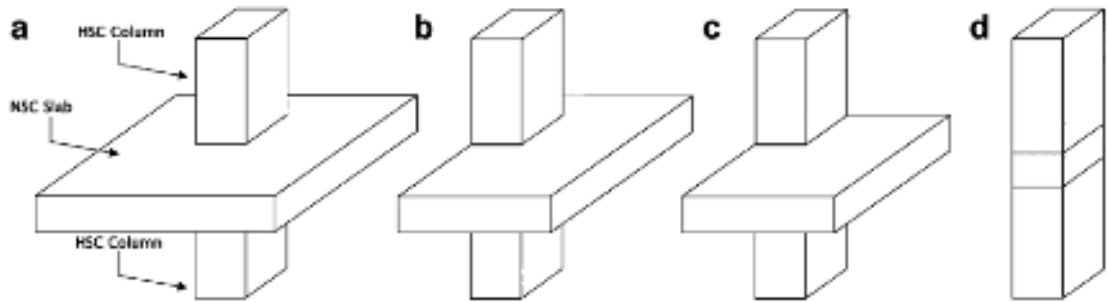
Seuraava Shahin ym. tehollisen lujuuden yhtälö ottaa huomioon vielä laatan raudoitussuhteen  $\rho_s$ . Kaavassa ympäröivän laatan sulkeumavaikutus huomioidaan kertoimella  $\lambda$ , joka määritetään  $\lambda = f_c(\text{interior})/f_c(\text{sandwich})$ . Keskipilareille kertoimeksi on otettu 1,385. (Shah & Ribakov 2008, s. 1148; Shah & Ribakov 2005, s. 666).

$$f_{ce} = 0,35f_{cc} + 0,384 \left( \frac{\rho_s + 4,12}{h/b + 1,47} \right) \lambda f_{cs} \quad (6.5)$$

Tutkimuksessa käytettiin saatavilla olevia aikaisempien testien tuloksia, mikä johti uuteen regressiomalliin. Uudet tutkimukset eivät tukeneet pilarin ja laatan lujuuden välisen suhteen raja-arvoa 1,4, joka on määritetty myös ACI:n rakentamismääräyskokoelmissa. Muotovakion todettiin vaikuttavan raja-arvon suuruuteen. Liitosalueen tehollisen lujuuden huomattiin olevan verrannollinen lujuuksien tuloon ja summaan seuraavasti. (Shah & Ribakov 2011, s. 397-398)

$$f_{ce} = 2,25 \left( \frac{f_{cc}f_{cs}}{f_{cc} + f_{cs}} \right) \quad (6.6)$$

Tämä havainto johtaa siihen, että pilarinäytteitä vertaillaan kuten Yhdistelmäateriaaleja (Shah & Ribakov 2011, s. 398).



Kuva 6.2. Havainnollistava kuva pilarilaatan liitoskohdista a) sisäpilarin b) reunapilarin c) nurkkapilarin ja d) sandwich pilarin kohdalla (Shah & Ribakov 2011, s. 395).

M.K Kayani suoritti 1992 kokeita kahdelle reunapilarille ja neljälle sandwichpilarille, joiden muotovakio  $h/b$  oli 0,7. Hän halusi tietoa kuormansiirtymismekanismista korkealujuuspilarin ja normaalilujuuslaatan välillä. Tutkimuksessa haluttiin myös määrittää ympäröivän laatan sulkeumavaikutus, joka aiheuttaa liitosalueelle kolmiaksaalisen jännitystilän. Tutkimuksissa saatiin selville, ettei liitosalueella oleva ylimääräinen pysty- tai vaakaraudoitus lisää merkittävästi puristuskestävyyttä. Ylimääräinen raudoitus kuitenkin parantaa liitosalueen sitkeyttä. Kayani määritteli liitosalueen tehollisen lujuuden seuraavasti. (Ali et al. 2018, s. 2746; Shahid et al. 2015, s. 965; Choi et al. 2018, s. 732)

$$f_{ce} = 2,0\lambda_G \frac{f_{cc}f_{cs}}{f_{cc} + f_{cs}} \quad (6.7)$$

,missä  $\lambda_G=0,9;1,0;1,25$  nurkka-, reuna- ja keskipilarille vastaavassa järjestyksessä

Myös tutkijat Shu ja Hawkins ovat tutkineet pilareita, joissa on sandwich-rakenne kuten kuvassa 6.3. He tutkivat 54 sandwich pilarirakennetta selvittääkseen poikkileikkaussuhteen (laatan paksuus ( $h$ )/pilarin leveys( $b$ )) vaikutuksen liitosalueen teholliseen lujuuteen. He tulivat johtopäätökseen, että ACI:n normit antavat liian konservatiivisia arvoja reuna- ja nurkkapilarien kohdalla, kun  $f_{cc}/f_{cs} > 1,4$ . Toisaalta joissakin tilanteissa tulokset keskipilarien kohdalla ovat epäluotettavia. Tutkijat huomasivat, että samalla  $f_{cc}/f_{cs}$  arvolla suhde  $f_{ce}/f_{cs}$  kasvaa lineaarisesti, kun suhde  $h/b$  laskee. Shu ja Hawkins ehdottivat omaa yhtälöään liitosalueen tehollisen lujuuden määrittämiseksi, joka ottaa pilarin ja laatan lujuuden lisäksi huomioon laatan korkeuden ja pilarin leveyden välisen suhteen. Shun ja Hawkinsin yhtälö teholliseksi lujuudeksi määritellään seuraavasti. (Shahid et al. 2015, s. 965-966; Ali et al. 2018, s. 2746)

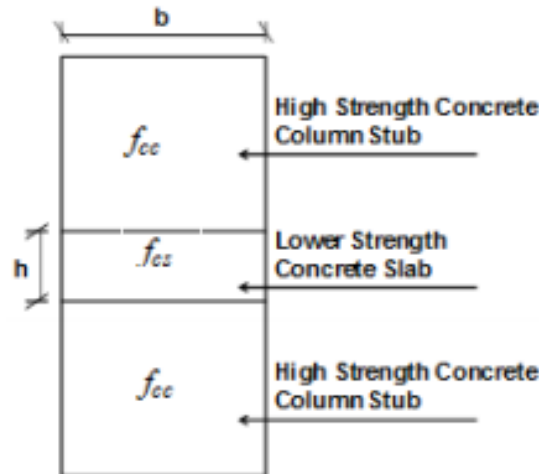
$$f_{ce} = f_{cs} + A(f_{cc} - f_{cs}) \quad (6.8)$$

,missä

$$A = \frac{1}{\left(0,4 + 2,66 \frac{h}{b}\right)}$$

Shah ym. ehdottivat omaa yhtälöään sisäpilarin liitosalueen lujuuden määrittämiseksi. Tutkijat olivat sitä mieltä, että yhdistelmäateriaalin analogiaa voidaan soveltaa keskipilarin kuorman kantokyvyn määrittämiseen.

$$\sqrt[3]{f_{ce}} = 2,0\lambda_G \frac{\sqrt[3]{f_{cc}}\sqrt[3]{f_{cs}}}{\sqrt[3]{f_{cc}} + \sqrt[3]{f_{cs}}} \quad (6.9)$$



Kuva 6.3. Pilarilaatan pystyleikkaus, jossa välissä oleva laatta suunniteltu alemmasta betoniluokasta (Shahid et al. 2015).

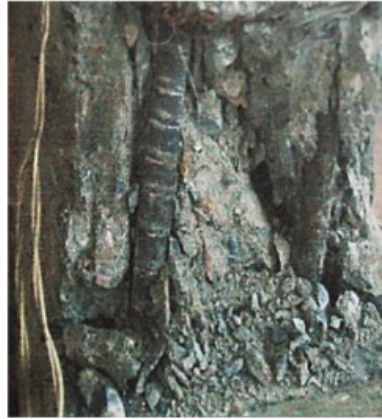
Ahsan Ali suoritti kokeita yhdeksälle sandwich pilarille aksiaalisessa kuormituksessa, minkä tarkoitus oli selvittää laatan paksuuden vaikutus pilareiden kuormankantokykyyn. Sandwich rakenne vastaa riittävän tarkasti nurkkapilarin liitosaluetta. Näytteet jaettiin kolmeen ryhmään A,B ja C ja jokaiseen ryhmään kuului kolme näytettä. Pilarien lujuuden suhde laattaan vaihteli. Näytteiden laattojen paksuudet olivat 102, 152, 203 mm ja vastaavat muotovakiot olivat 0,67, 1 ja 1,33. (Ali et al. 2018, s. 2746)

Kokeiden tulokset vahvistivat vakiintuneen käsityksen keskeisesti puristetun pilarin käyttäytymisestä. Alin kokeellisessa työssä näytteet murtuivat, kun pituussuuntaiset teräkset myösivät, ja laatan betoni murskautui kuten kuvassa 6.4. Tämä tapahtui lähes yhtä aikaisesti ja yllättäen. Kokeen alussa pienempiä halkeamia muodostui pilariosaan kuormituslevyjen läheisyyteen. Kuitenkin murtumiseen johtaneet halkeamat ilmaantuivat myöhemmin laatan betonin, ja ne etenivät pystysuorasti. Näytteiden, joilla suuri muotokerroin ( $h/b$ ) murtuivat alhaisemmilla kuormilla. Tämä tukee aikaisempien tutkimuksien tuloksia, joissa todetaan muotovakion vaikuttavan liitosalueen kuormankantokykyyn. (Ali et al. 2018, s. 2746-2747)

Ali soveltaa liittorakenteiden periaatteita pienin muutoksin samalla tavoin kuin Kyani aikaisemmin omassa tutkimuksessaan. Alin koetulokset on esitetty taulukossa 6.1.

$$f_{ce} = \frac{f_{cc}f_{cs}}{\frac{h}{b}(f_{cc} - f_{cs}) + f_{cs}} \quad (6.10)$$

, missä  $h/b \leq 1$ . Se on ehto, joka rakenteelta vaaditaan, jotta se käyttäytyy liittorakenteen omaisesti.



Kuva 6.4. Näytteen vaurioituminen laatan alueella (Ali et al. 2018, s. 2748)

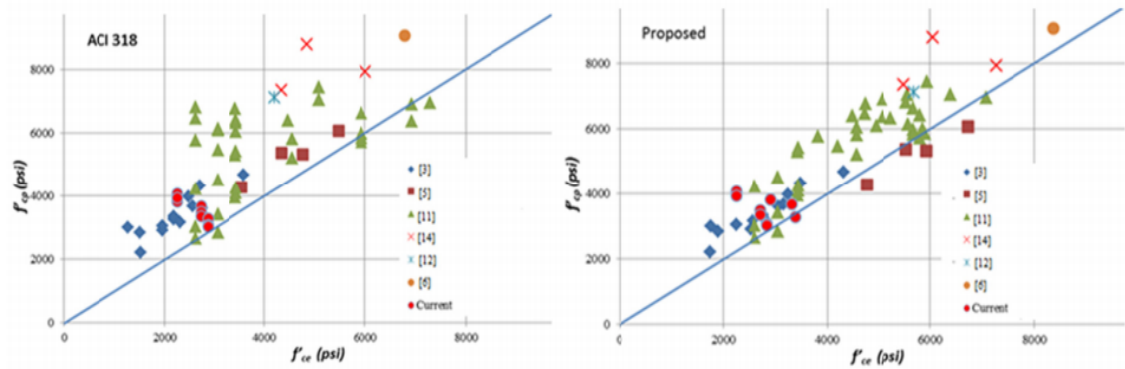
Taulukko 6.1: Alin koetulokset Sandwichpilareille (Ali et al. 2018, s. 2748).

Specimen		SCA- 4	SCA-6	SCA-8	SCB-4	SCB-6	SCB-8	SCC-4	SCC-6	SCC-8
Concrete strength - psi (MPa)	Top column	6082 (41.93)			7754 (53.46)			5342 (36.84)		
	Slab	2725 (18.79)			2249 (15.51)			2857 (19.7)		
	Bottom column	6020 (41.51)			7105 (48.99)			5556 (38.32)		
$P_t$	lb	182700	177244	173692	194741	190545	187115	171163	165195	163865
	kN	812.69	788.42	772.62	866.25	847.59	832.33	761.37	734.82	728.91
$f'_{cp}$	psi	3665.47	3480.81	3360.59	4073	3931	3814.9	3275	3073	3028
	MPa	25.27	24	23.17	28.08	27.10	26.3	22.59	21.19	20.88
$f'_{cc}/f'_{cs}$		2.22			3.3			1.91		
$f'_{cp}/f'_{cs}$		1.34	1.28	1.23	1.81	1.75	1.696	1.15	1.08	1.06
$h/b$		0.67	1	1.33	0.67	1	1.33	0.67	1	1.33

Taulukossa 6.2 vertaillaan ACI:n ja Alin lähestymistavalla saatuja betonin tehollisen lujuuden arvoja. Kuvaan 6.5 on merkitty Alin ja aikaisemmin tässä työssä esitettyjen koekiden tuloksia ACI:n ja Alin yhtälöillä ratkaistuna sekä teoreettinen suora 45 asteen kulmassa. Mitä lähempänä tietopisteet ovat vaikutussuoraa, sitä paremmin tulokset vastaavat oletettua. ACI:n keskimääräinen poikkeama on 1,38, mikä osoittaa suurta konservatiivisuutta. Alin yhtälöllä määritettyjen näytteiden keskimääräinen poikkeama on 1,29 ja keskihajonta 0,28. ACI:n ja Alin tavoilla määritettyjen lujuuksien vertailua kokeessa havaituihin lujuuksiin esitetään taulukossa 6.2. (Ali et al. 2018, s. 2747)

Taulukko 6.2: Havaitun liitosalueen lujuuden ja ACI:n sekä Alin tavoilla määritetyn laskennalliseen lujuuden vertailua (Ali et al. 2018, s. 2749).

Specimen series	$f'_{cc}$ (psi)	$f'_{cs}$ (psi)	$f'_{cp}$ (psi)	ACI 318-11		Proposed	
				$f'_{cc}$ (psi)	$f'_{cp}/f'_{cc}$	$f'_{cc}$ (psi)	$f'_{cp}/f'_{cc}$
A	6051	2725	3666	2725	1.35	3329	1.10
	6051	2725	3481	2725	1.28	2725	1.28
	6051	2725	3361	2725	1.23	2725	1.23
B	7430	2249	3815	2249	1.70	2921	1.31
	7430	2249	4073	2249	1.81	2249	1.81
	7430	2249	3931	2249	1.75	2249	1.75
C	5449	2857	3275	2857	1.15	3389	0.97
	5449	2857	3073	2857	1.08	2857	1.08
	5449	2857	3028	2857	1.06	2857	1.06
Mean					1.38		1.29
Standard deviation					0.28		0.28



Kuva 6.5. ACIn ja Alin menetelmien tehokkuuden vertailua liitosalueen lujuutta määrittäessä (Ali et al. 2018, s. 2748).

### 6.3 Sandwichpilareiden analyyttinen tutkimus

Aikaisemmissa kappaleissa esitetyt tehollisen lujuuden yhtälöt perustuvat empiirisiin tutkimuksiin. Tässä kappaleessa liitosalueen lujuus määritetään elastisuusteorian avulla. Elastisuusteoriaan pohjautuva lähestymistapa auttaa ymmärtämään liitosalueen lujuuden merkityksen syvällisemmin.

#### 6.3.1 Sandwichpilarin käyttäytyminen puristuksessa

Puristuksessa liitosalueen betonin voidaan olettaa laajenevan enemmän kuin pilarin betonin. Kuvassa 6.6 esitetään pilarin ja laatan betonin poikkittaiset venymät, jos ne on jännitetty erikseen. Nettovenymä  $\Delta\varepsilon$  voidaan dedusoida laatan ja pilarin liittymäkohdassa missä tahansa laatan korkeudessa kuvan 6.6 esittämällä tavalla. (Shahid et al. 2015, s. 967)

$$\Delta\varepsilon = v(\varepsilon_{cs} - \varepsilon_{cc}) \quad (6.11)$$

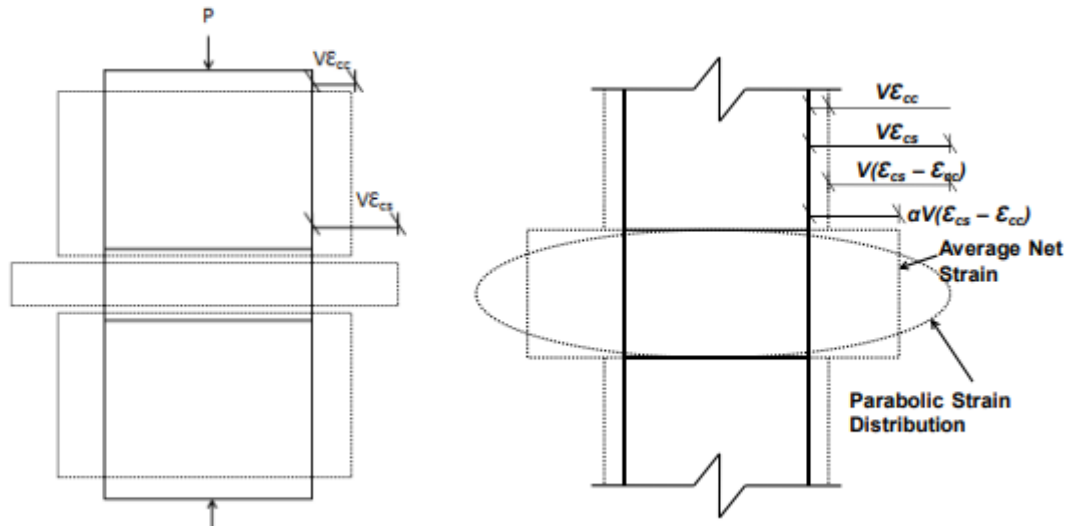
, jossa  $v$  on Poissonin luku ja  $\varepsilon_{cs}$  sekä  $\varepsilon_{cc}$  ovat laatan rakennussuuntainen ja pilarin pituussuuntainen venymä.

Todellinen venymäjakauma laatan syvyyden läpi on parabolinen eikä laatikkomainen johtuen kahden betonin nettovaikutuksesta. Parabolinen ja tasainen venymäjakauma on esitetty kuvassa 6.6. Koska todellista venymää laatan poikkileikkauksessa on vaikeaa määrittää, voidaan käyttää sopivaa ekvivalenttista tasaisen venymän arvoa  $\varepsilon_{ea}$ . Ekvivalentti tasaisen venymän arvo määritetään siten, että parabolisen ja tasaisen venymän diagrammien pinta-alat oletetaan yhtä suuriksi. (Shahid et al. 2015, s. 967)

$$\varepsilon_{ea}h = \alpha v(\varepsilon_{cs} - \varepsilon_{cc})h \quad (6.12)$$

, missä  $\alpha$  on vakio, joka riippuu paraabelin asteen vaihtelusta laatan syvyydessä. Yhtälö 6.12 sievenee seuraavaan muotoon.

$$\varepsilon_{ea} = \alpha v(\varepsilon_{cs} - \varepsilon_{cc}) \quad (6.13)$$



Kuva 6.6. Pilarin ja laatan betonin poikittainen laajeneminen sekä paraabelimaisen ja tasaisen venymän jakaumat liitosalueella (Shahid et al. 2015, s. 967).

Kuten aikaisemmin on mainittu, niin pilarin ja laatan liitosalueella voidaan olettaa vallitsevan kolmiaksisiaalinen puristustila. Liitosalueen idealisoitu muodonmuutos on esitetty kuvassa 6.7. Sivupaineen aiheuttama poikittainen venymä  $\varepsilon_l$  rajoittaa lopullista venymää, joten laatan lopullinen venymä voidaan kirjoittaa seuraavasti. (Shahid et al. 2015, s. 968)

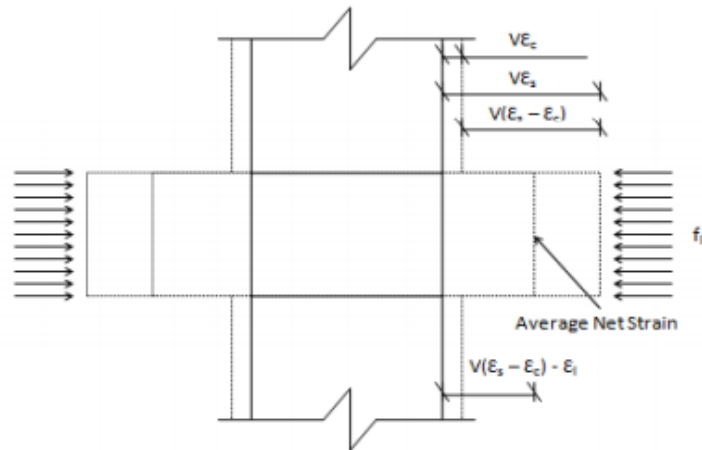
$$\varepsilon_{av} = \Delta\varepsilon - \varepsilon_l = v(\varepsilon_{cs} - \varepsilon_{cc}) - \varepsilon_l \quad (6.14)$$

Yhdistämällä kaavat 6.13 ja 6.14 saadaan

$$1 - \alpha = \frac{\varepsilon_l}{v(\varepsilon_{cs} - \varepsilon_{cc})} \quad (6.15)$$

Kun kuvan 6.6 puristava voima P saavuttaa murtokuorman arvon, laatan venymän  $\varepsilon_{cs}$  voidaan olettaa saavuttavan raja-arvonsa 0,003. Raja-arvo edellyttää, ettei laatasta käytetä lisäraudoitusta sulkeumavaikutuksen luomiseksi ja betonin venymä pilarissa on pienempi kuin laatasta. Kuten aikaisemmin mainittiin, liitosalueen tehollinen lujuus jää sitä alhaisemmaksi mitä suuremmaksi muotosuhde  $h/b$  kasvaa. Tämä johtuu siitä, että muotosuhteen kasvaessa liitosalueella vaikuttava sivupaine pienenee. Saatavilla olevien testien tuloksista kerätty data osoittaa, että parempia tuloksia saavutetaan, jos laatan suurinta venymää pidetään kääntäen verrannollisena muotovakion juureen. Laatan rajavenymää voidaan muokata seuraavanlaiseksi. (Shahid et al. 2015, s. 968)

$$\varepsilon'_{cs} = \frac{0,003}{\sqrt{h/b}} \quad (6.16)$$



Kuva 6.7. Idealisoitu venymäjakauma pilarin ja laatan liitosalueella (Shahid et al. 2015, s. 968)

Lopullinen tila voidaan kirjoittaa seuraavasti:

$$1 - \alpha = \frac{\varepsilon_l}{v(\varepsilon'_{cs} - \varepsilon_{cc})} \quad (6.17)$$

, missä  $\varepsilon_l = f_l/E_{cs}$ ,  $\varepsilon_{cc} = f_{ce}/E_{cc}$

$E_{cs}$ : Laatan betonin kimmokerroin

$E_{cc}$ : Pilarin betonin kimmokerroin

Sivupaine voidaan määrittää seuraavasti käyttämällä Richartin suljetun betonin kaavaa hyödyksi.

$$f_l = \frac{f_{ce} - f_{cs}}{4,1} \quad (6.18)$$

Sijoittamalla  $\varepsilon_l$ ,  $\varepsilon_{cc}$  sekä edellä mainittu sivupaine yhtälöön 6.17 saadaan

$$1 - \alpha = \frac{f_{ce} - f_{cs}}{4,1vE_{cs}(\varepsilon'_{cs} - f_{ce}/E_{cc})} \quad (6.19)$$

Tämä voidaan edellään yksinkertaistaa muotoon

$$\beta = \frac{f_{ce} - f_{cs}}{\varepsilon'_{cs}E_{cs} - nf_{ce}} \quad (6.20)$$

, missä  $\beta = 4,1v(1 - \alpha)$  ja  $n = E_{cs}/E_{cc}$

Mikäli  $\beta$  tunnetaan, niin liitosalueen tehollinen lujuus voidaan määrittää järjestämällä 6.20 uudelleen seuraavasti:

$$f_{ce} = \frac{f_{cs} + \beta\varepsilon'_{cs}E_{cs}}{1 + \beta n} \quad (6.21)$$



Parametri  $\beta$  ilmaisee epäsuorasti venymän parabolisen jakauman liitosalueella, mikä riippuu liitosalueella vallitsevasta kolmiaksisiaalisesta puristustilasta.  $\beta$  on kokeellisesti dedusoitu  $f_{ce}$  arvosta erikseen nurkka-, reuna-, keski- ja sandwichpilareille.

### 6.3.2 $\beta$ määrittäminen ja kokeellisesti dedusoitu liitosalueen lujuus

Normaalitilanteessa keskeisesti puristetun pilarin pistekuormakestävyys lasketaan kaavasta

$$P_0 = 0,85f_{cc}(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y \quad (6.22)$$

Kun pilarien välissä on selvästi alemmasta betonilaadusta valmistettu laatta, niin kaavassa 6.22 pilarin lujuus  $f_{cc}$  tulisi korvata laatan lujuudella  $f_{cs}$ . Kuitenkin tosiasiaassa laatan liitosalueen lujuus on laatan lujuutta suurempi johtuen pilarin ja ympäröivän laatan aiheuttamasta sulkeumavaikutuksesta. (Shahid et al. 2015, s. 969)

$$P_0 = 0,85f_{ce}(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y \quad (6.23)$$

Kuten aikaisemminkin on mainittu, useissa tutkimuksissa on huomattu, että sandwichpilarin käyttäytyminen muistuttaa nurkkapilarin käyttäytymistä. Tästä syystä parametrin  $\beta$  ja liitosalueen tehollisen lujuuden kokeelliset arvot on määritetty vain kolmelle eritilanteelle (nurkka- ja sandwich-, reuna- sekä sisäpilareille). Aikaisemmin tässä työssä esitettyjen empiiristen tutkimusten avulla määritetään liitosalueen lujuuden kokeellinen arvo. Tätä kokeellisesti johdettua arvoa käytetään kaavassa 6.20  $\beta$ :n määrittämiseen. (Shahid et al. 2015, s. 969)

Taulukko 6.3: Tutkimuksista johdettuja tunnuslukuja parametrille  $\beta$ .

Liitoskohta	Parametrin $\beta$ keskiarvo	keskihajonta (s)	variaatio-kerroin (v)	Korjattu $\beta$ arvo
<b>nurkka/sandwichpilari</b>	0,2	0,12	0,58	$0,2 - 0,12 = 0,08$
<b>reunapilari</b>	0,25	0,15	0,61	$0,25 - 0,15 = 0,10$
<b>sisäpilari</b>	0,87	0,55	0,62	$0,87 - 0,55 = 0,32$

Kuten taulukosta 6.3 nähdään, niin kaikissa tilanteissa variaatiokerroin on todella suuri. Tämän takia keskiarvon käyttäminen parametrin  $\beta$  arvona ei ole mielekäs. Esimerkiksi  $\beta$ :n arvona voidaan käyttää yhden keskihajonnan verran alempaa lukua. Näin saadaan konservatiivisempia  $\beta$ :n arvoja ja parempia arvoja liitosalueen kestävyydelle. Pienemmällä parametrin  $\beta$ :n arvoilla saadaan alempia liitosalueen tehollisen lujuuden arvoja. Sijoittamalla korjatut  $\beta$ :n arvot yhtälöön 6.21, voidaan jokaiselle tilanteelle määrittää yksinkertaistettu tehollinen lujuus seuraavasti. (Shahid et al. 2015, s. 969)

Sisäpilari:

$$f_{ce} = f_{cs} + \frac{\varepsilon_{cs}E_s}{3 + n} \quad (6.24)$$

Reunapilari:

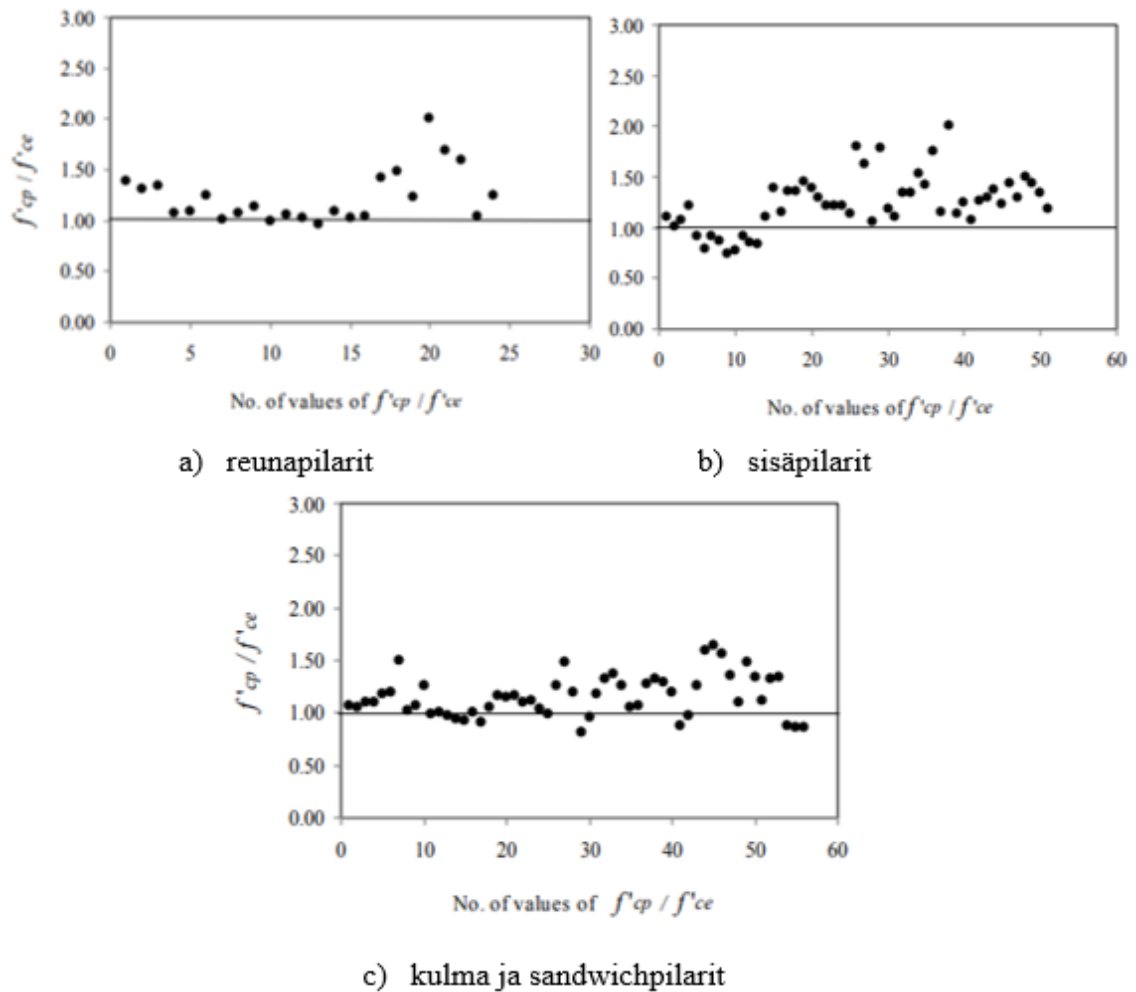
$$f_{ce} = f_{cs} + \frac{\varepsilon'_{cs} E_{cs}}{10 + n} \quad (6.25)$$

Nurkka ja sandwichpilari:

$$f_{ce} = f_{cs} + \frac{\varepsilon'_{cs} E_{cs}}{12 + n} \quad (6.26)$$

, missä  $\varepsilon'_{cs}$  on määritelty kaavassa 6.16 ja  $n$  kaavan 6.20 yhteydessä.

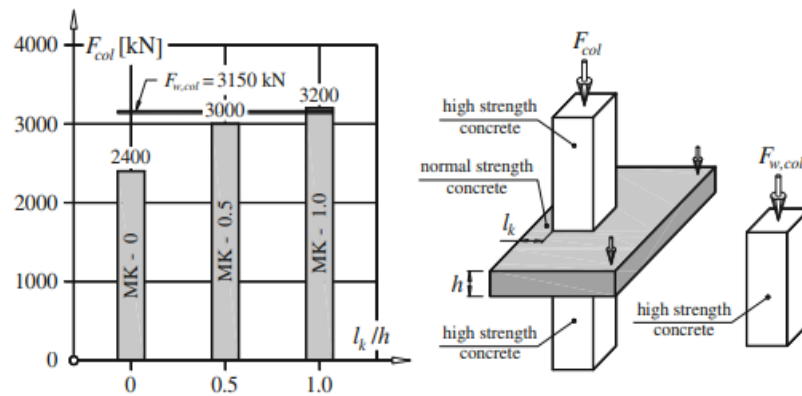
Kuvassa 6.8 vertaillaan liitosalueen laskennallisia lujuuksia tutkimuksissa todettuihin lujuuksiin  $f_{cp}$ . Kaavat 6.25 ja 6.26 antavat suhteellisen hyviä tuloksia liitosalueen teholliseksi lujuudeksi. Kaavoilla määritetyt lujuudet ovat huomattavasti korkeampia kuin ACI 318:n kaavan 6.1 antamat lujuudet. Tämä vahvistaa käsitystä siitä, että ACI:n antamat ohjeet nurkka- ja reunapilarien liitosalueen lujuuden määrittämiseksi ovat turhan konservatiivisia. Sisäpilarin kohdalla ACI aliarvioi liitosalueen lujuuden pienillä  $f_{cc}/f_{cs}$  arvoilla. Jos pilarin lujuus on kolminkertainen laatan lujuuteen nähden, niin ACI:n kaava antaa turhan suuria liitosalueen kestävyyskertoimia. (Shah et al. 2005, s. 110)



Kuva 6.8. Betonin lujuuden suhde laskennalliseen teholliseen betonin lujuuteen nähden (Shahid et al. 2015, s. 971)

## 6.4 Laatan ulokkeen vaikutus reunapilarin kuormankantokykyyn

Pilarilaatan liitosalueelle tehty tutkimukset osoittavat, että roikottamalla laattaa pilarin reunan yli saavutetaan merkittävää hyötyä. Jo suhteellisen pienen ulokkeen on todettu parantavan selvästi liitosalueen lujuutta. Jos esimerkiksi uloke on puolet laatan paksuudesta, kuormankantokyky paranee 25 % verrattuna aivan laatan reunalla sijaitsevaan pilaariin. Ulokkeen pituuden ja laatan paksuuden välisen suhteen vaikutuksen kuormankantokykyyn on esillä kuvan 6.9 pylväsdiagrammissa. Pilarin ja ulokelaatan kuormituskokeissa vauriot tapahtuvat sen jälkeen, kun korkealujuuspilarin kuormankantokyky ylittyy, eikä liitosalueen murskaantumisen seurauksena. (Hordijk & Lukovic 2018, s. 1003)



Kuva 6.9. Laatan ulokkeen vaikutus kuormankantokykyyn (Hordijk & Lukovic, 2018, p. 1003).

Taulukosta 6.4 nähdään, miten Yhdysvaltojen ja Kanadan rakentamismääräyskokoelmat ACI ja CSA aliarvioivat nurkka- ja reunapilareiden liitosalueiden lujuuksia, jos laatta jatkuu pilarin reunan yli. Taulukossa MK on reunapilari ja MN nurkkapilari, jossa uloke on yhtä suuri molemmilla reunoilla. Mallissa oleva numero ilmaisee ulkoneman suhdetta laatan paksuuteen. Laatan ulokkeen hyötyä voidaan selittää paikallisen puristuksen avulla, sillä laatan ulkonema kasvattaa kuorman jakaantumisalaa. Lisäksi ulokealueelle ankkuroidut laatan teräkset ottavat paremmin liitosalueen laajenemisesta syntyneitä vetovoimia. Kokeiden aikana tehdyt huomioit antavat olettaa, että kaikki hakaraudoitukset myötäävät ennen kuin pilarilaatan liitosalue vaurioituu. Vaikka tutkimukset ovat osoittaneet pienenkin ulkoneman hyödyn, suunnitellussa rakenteita ulkoneman tulisi olla vähintään laatan paksuinen. Kun uloke on  $l_k > h$ , niin nurkka- ja reunapilareiden liitosalueet alkavat muistuttaa sisäpilarin liitosaluetta, mikä voidaan huomioida suunnittelussa. (Hordijk & Lukovic 2018, s. 1003; Goldyn et al. 2015, s. 493-495)

Taulukko 6.4: Liitosalueen betonin lujuus eri laatan ulkonemalla (Goldyn et al. 2015, s. 493).

Model	$f_{c,c}$	$f_{c,s}$	$f_{c,e}/f_{c,s}$	Exper.	ACI 318-11 [1] AS 3600-2001 [2]			CSA A23.3-04 [3]			NZS 3101.1-2006 [4]		
				$f_{c,e}$	$\alpha_1$	$f_{c,e,calc}$	$f_{c,e,prov}$	$\alpha_1$	$f_{c,e,calc}$	$f_{c,e,prov}$	$\alpha_1$	$f_{c,e,calc}$	$f_{c,e,prov}$
	[N/mm <sup>2</sup> ]		[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]		[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]		[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	
MK-0				52.0	0.85	61.2		0.75	69.8		0.81	63.9	
MK-0.5	81.1	16.5	4.92	67.3		79.1	23.1	0.71	95.1	23.1	0.75	89.7	23.1
MK-1.0				72.4		85.1		0.69	104.3		0.75	96.5	
MN-0				46.4	0.85	54.6		0.76	61.3		0.85	54.6	
MN-0.5	78.6	30.4	2.59	63.9		75.2	42.6	0.72	89.3	30.4	0.75	85.2	42.6
MN-1.0				65.2		76.7		0.71	91.5		0.75	86.9	

## 6.5 Laatan kuormituksen vaikutus liitosalueen lujuuteen

Laatan kuormitus aiheuttaa taipuman tuen alueella ja aiheuttaa yleensä puristusalueen laatan poikkileikkauksen alaosaan ja vetopuolen laatan yläosaan. Puristuspuoli on suhteellisen pieni, ja siten sen vaikutus liitosalueen sulkeumavaikutukseen on vähäinen. Taivutusmomentit aiheuttavat merkittäviä vetovoimia, jotka johtavat laatan raudoituksen kantavuuden alenemiseen. Tämä vähentää laatan kykyä rajoittaa liitosalueen betonin laajenemista, mikä aiheuttaa alenemisen pilarin kuormankantokyvyssä. (Hordijk & Lukovic 2018, s. 1001)

Ospinan ja Alexanderin kokeet osoittivat 1997, että pilareiden murtokuorma on 30-40% suurempi tilanteissa, joissa laatta on kuormittamaton. Tutkimuksissa havaittiin, että raskeasti kuormitetut laatat heikentävät liitosalueen lujuutta enemmän kuin kevyesti kuormitetut laatat. Etenkin tämä ilmenee, kun pilarin ja laatan lujuuksien välinen suhde ylittää arvon 2,5. Olettamalla liitosalueella vallitsevan sisäisten voimien tasapainon, sivupaine voidaan ilmaista kaavan 6.27 avulla. Laatan kuormitus huomioidaan pilarin kuorman kantokykyyn kertoimella  $\eta_y$ , joka esittää laatan yläpinnan terästen väsymistä. Ottamalla tämä parametri huomioon sivupaine ilmaistaan kaavalla 6.28. (Hordijk & Lukovic 2018, s. 999-1001; ACI318-19 2019, s. 204)

$$F_{c,i} = F_{s,i} \Rightarrow \sigma_{2,i} = \frac{b}{c} \rho_{li,tot} f_{yh} \quad (6.27)$$

$$\sigma_{2,i} = \frac{b}{c} \left[ \frac{(1 - \eta_y) A_{sl,it} + A_{sl,ib}}{bh} \right] f_y \quad (6.28)$$

, missä

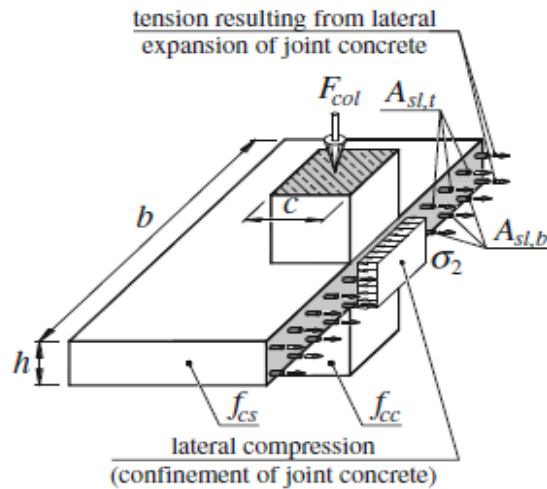
$F_{c,i}$  on sivupaineen resultantti

$F_{s,i}$  raudassa vaikuttavan vetojännityksen resultantti

b on laatan tehollinen leveys

$c$  on pilarin leveys

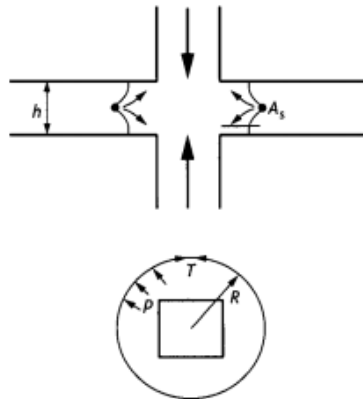
$\rho_{li,tot}$  on laatan kokonaisraudoitus suhde (kuva 6.10)



Kuva 6.10. Laatan liitosalueen sisäiset voimat (Hordijk & Lukovic 2018, s. 1000)

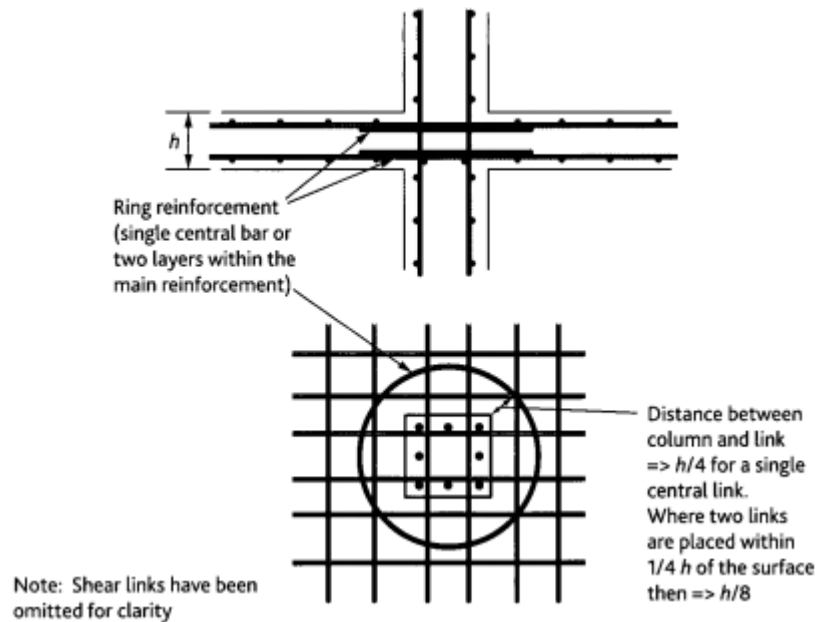
Kokeellisten tutkimusten tulosten perusteella kerroin  $\eta_y$  määritellään laatan kuormituksesta aiheutuvan laatan yläpinnan raudoituksen venymän ja myötövenymän suhteena  $\eta_y = \varepsilon_{init}/\varepsilon_y$ ). Se vastaa suurin piirtein keskimääräisen momentin  $m_e$  suuruutta pituusyksikköä kohden tuen kohdalla sekä laatan keskimääräisen taivutusjäykkyyden  $m_R$  suhdetta. (Hordijk & Lukovic 2018, s. 1001)

## 6.6 Lisäraudoituksen käyttö liitosalueella



Kuva 6.11. Pilarilaatan liitoskohdan voimat (Concrete Society Working Group 2007, s. 43).

Kun laatan lujuus on alle 70% pilarin lujuudesta, lohkaisuvoimat (*bursting forces*) kasvavat suuriksi, ja laatan lävistyskestävyys tulee tarkastaa. Yksi keino parantaa laatan lävistyskestävyyttä on lisätä sinne poikittaisia teräksiä sulkeuma vaikutuksen aikaansaamiseksi. Menetelmä on suunniteltu sisäpilareille, mutta sitä voidaan myös soveltaa reunapilareille, jos laatta jatkuu pilarin yli. (Concrete Society Working Group 2007, s. 43)



Kuva 6.12. Lisäraudoituksen sijoittaminen laattaan sisäpilarin ja laatan liitosalueella (Concrete Society Working Group 2007, s. 60).

Kuvassa 6.11 on esitetty voimat, jotka vaikuttavat pilarin ja laatan liitosalueella sekä uutena asiana parametri  $R$ . Se pitää valita siten, että pienin etäisyys pilarin ja haan välillä on  $h/4$ , jossa  $h$  on laatan paksuus. Useampaa lenkkiä käytettäessä  $R$ :n arvoa voidaan pienentää. Esimerkiksi kahta lenkkiä käytettäessä pilarin ja lenkin väliseksi etäisyydeksi voidaan olettaa  $h/8$ . (Concrete Society Working Group 2007, s. 43)

$$ph = \frac{T}{R} = \frac{A_s f_{yd}}{R} \quad (6.29)$$

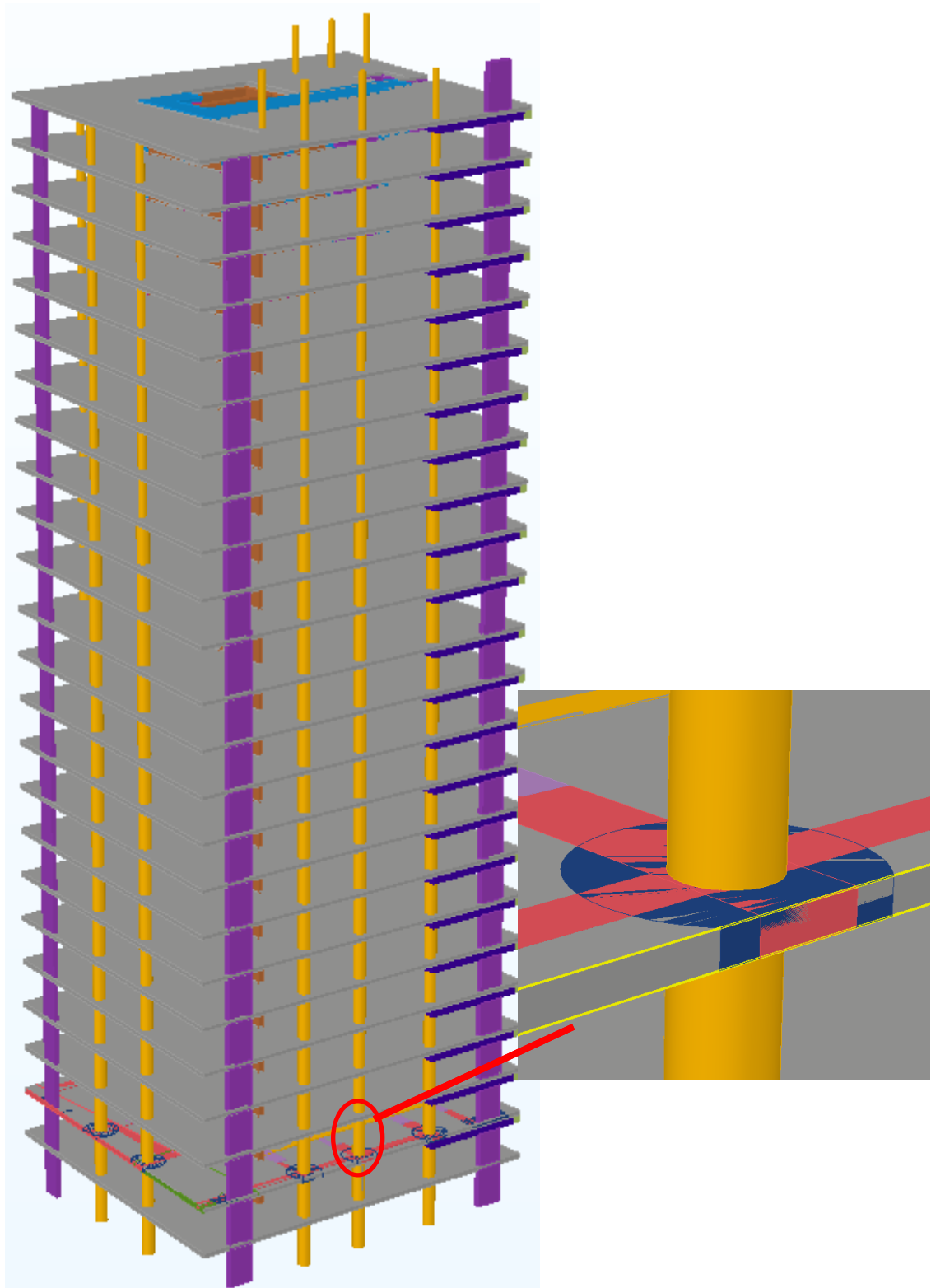
Alla oleva kaava on johdettu tämän työn kaavasta 4.6.

$$p = 0,4f_{cc} - 0,45f_{cs} \quad (6.30)$$

$$\frac{A_s f_{yd}}{Rh} \geq 0,4f_{cc} - 0,45f_{cs} \quad (6.31)$$

Sisäpilarin kohdalla, lisäraudoitusta voidaan käyttää kuvan 6.12 tavalla.

## 7. Kalasataman tornitalot



Kuva 7.1. Kalasataman tornitalon IFC-malli

Tässä työssä tarkasteltava ja mallinnettava liitosalue on kuvitteellinen kohta oikeasta Kalasataman tornitalon alemman kerroksen liitosalueesta. Todellisuudessa laatta on vahvistettu, sekä pilarin kohdalla kulkevat palkkikaistat molempiin suuntiin kuten kuvassa 7.1. Palkkikaistoissa ja vahvikkeessa on käytetty samaa betonia kuin pilarissa. Tässä työssä halutaan kuitenkin tutkia liitosalueen lujuutta, joka on kauttaaltaan

samanlajuinen ja alemmaa betoniluokkaa kuin pilarit. Liitosalueen lujuutta arvioidaan analyttisten ja numeeristen mallien avulla. Tuloksia verrataan FEM laskentamallissa esiintyviin jännityksiin.

## 7.1 Liitosalueen raudoitus

Pilarin ja laatan liitosalueen tutkiminen aloitettiin pilarin ja laatan raudoituksen suunnittelusta lähtötietojen perusteella. Ensimmäisenä tarkastettiin EC2:ssa annetut raudoituksen ylä- ja alarajat laatalle ja pilarille. Laatan alapinnan raudoituksen alaraja on EC2:n mukaan.

$$A_{s,min} = maks(0,26f_{ctm}b_t \cdot \frac{d}{f_{yk}}; 0,0013b_t d) = 532,48 \text{ mm}^2 \quad (7.1)$$

, missä  $f_{ctm}$  on pilarin keskimääräinen vetolujuus,  $b_t$  on poikkileikkauksen tehollinen pituus (laatoissa 1m) ja  $d$  on poikkileikkauksen korkeus.

Vähimmäisraudoituksen tarve teräsbetonipilareissa on sama kuin taivutetuissa rakenteissa ja se lasketaan EC2:n kohdan 9.5.2 mukaan. Minimiraudoituksella varmistetaan, että pilari pystyy ottamaan vetorasituksia vetohalkeamien synnyttyä. Eurokoodi 2:ssa on myös määritetty pääraudoituksen suurin sallittu pinta-ala.

$$A_{s,min} = maks\left(\frac{0,10N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002A_C\right) = 6820 \text{ mm}^2 \quad (7.2)$$

$$A_{s,maks} = 0,06A_C \quad (7.3)$$

$$A_{s,maks} = 0,12A_C \quad (\text{limityskohdissa}) \quad (7.4)$$

Pyöreältä pilarilta edellytetään myös, että siinä on vähintään neljä päätankoa, sekä pääraudoituksen halkaisijan alaraja on 8 mm. Hakaraudoituksen suurin jakoväli on pienin seuraavista.

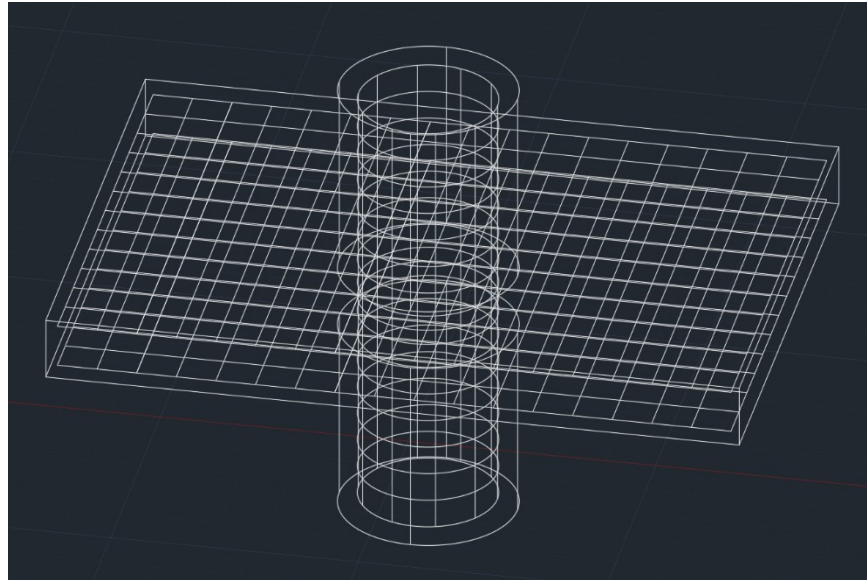
$$k_{max} = \min(15\phi; b; h; 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm} \quad (7.5)$$

, missä  $\phi$  päätangon pienin halkaisija  
 $b, h$  suorakaidepilarin sivumitat

FEM-mallinnusta helpotettiin tekemällä laatan ylä- ja alapinnan verkoista samanlaiset. Niissä käytettiin minimiraudoituksen mukaisesti halkaisijaltaan 12 mm harjateräksiä 200 mm jaolla. Pilarin pääteräksiksi valittiin 10T32 ja haoiksi T12-k150. Pilareiden päissä ei käytetty tihennettyä hakaväliä, eikä laatan reuna-alueelle mallinnettu lenkkejä. Mallin yksinkertaistamiseksi ja elementtilaskemisen helpottamiseksi suojabetonina  $c$  käytettiin kaikkialla 50 mm. Liitosalueesta tehtiin kaiken kaikkiaan kolme erilaista laskentamallia FEM:llä. Kahdessa ensimmäisessä laskentamallissa liitosalueelle lisättiin kolme halkaisijaltaan 16 mm lenkkiä 80 mm jaolla. Ensimmäisessä mallissa pilarin lujuus on C50/60 ja toisessa C70/85. Kolmas malli on muuten sama kuin toinen, mutta liitosalueen lisäraudat eivät olleet käytössä.



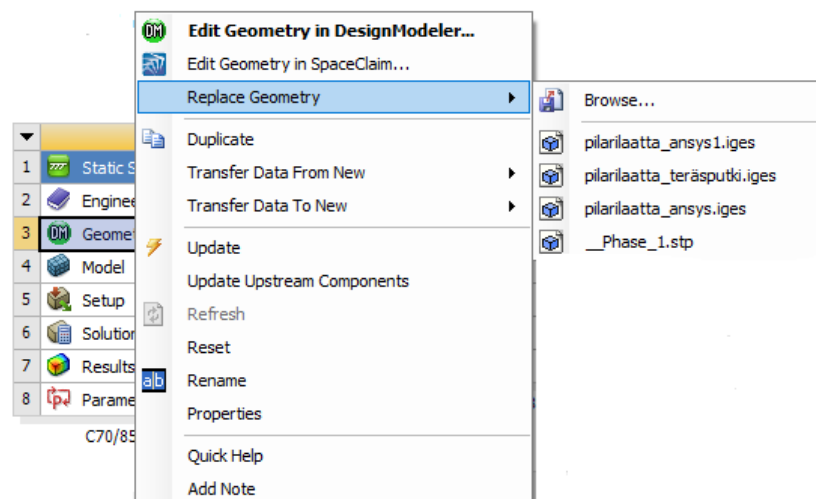
FEM-laskentaa varten luotiin AutoCADilla kolmiulotteinen malli liitosalueesta raudoituksineen. Kuvassa 7.2 on lopullinen malli tilanteesta, jossa liitosalueella on 3016-k80 lenkit. Mallin vieminen ANSYKSEEN toisesta sovelluksesta osoittautui helpommaksi kuin kokonaisen mallin luominen sen omilla työkaluilla. AutoCADin tiedostomuoto ei sellaisenaan ole ANSYKSEN kanssa yhteensopiva, vaan tiedosto pitää muuttaa IGES-formaatiksi.



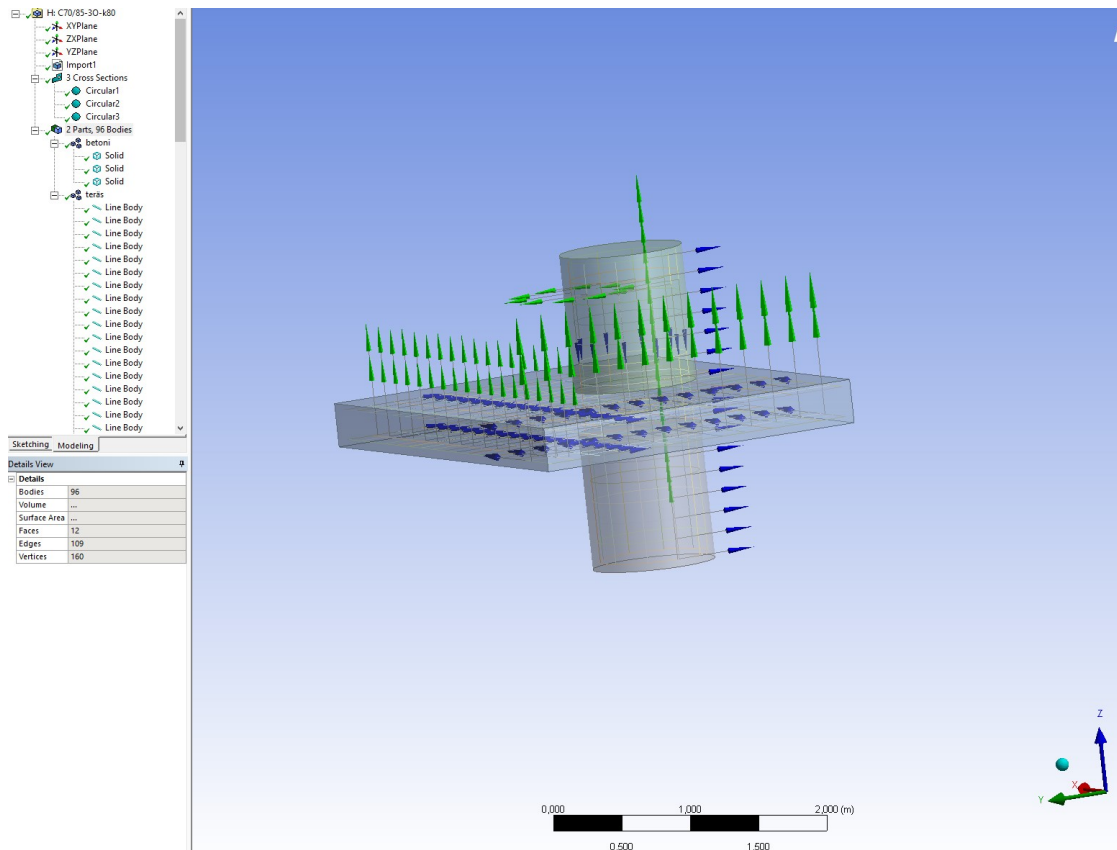
Kuva 7.2. AutoCAD 2017 tehty malli pilarin ja laatan liitosalueesta.

## 7.2 ANSYS-mallinnusprosessi

Kuvan 7.3 mukaisesta alasvetovalikosta voidaan hakea aikaisemmin AutoCAD:lla luotu malli. Mallin avaamisen jälkeen avataan DesignModeler ja valitaan import kohdasta generate. Tällöin ilmestyy kuvan 7.4 näköinen malli. Pilarit ja laatta ovat kolmiulotteisia rakenteita, mutta teräkset ovat viivarakenteita, joille täytyy määrittää poikkileikkaus. Teräksistä voidaan muodostaa yhtenäinen osa valitsemalla ensin kaikki teräkset ja tämän jälkeen hiiren oikealla painikkeella form new part. Saman osan alla olevat kappaleet ovat automaattisesti sidottuja toisiinsa. Sama tehdään betonikappaleille. Tämän jälkeen palataan kuvan 7.3 alasvetovalikkoon ja valitaan hiiren oikealla painikkeella model kohdasta edit. Tällöin aukeaa Ansyksen Mechanical-ohjelma, jossa itse reunaehtojen määrittäminen, verkotus ja laskenta tapahtuu.

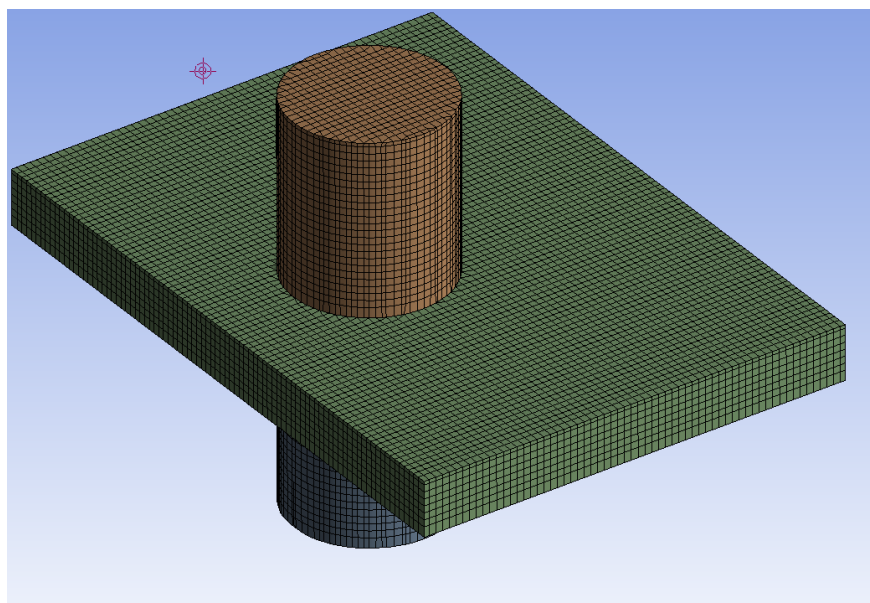


Kuva 7.3. Mallin tuonti ANSYKSEEN.



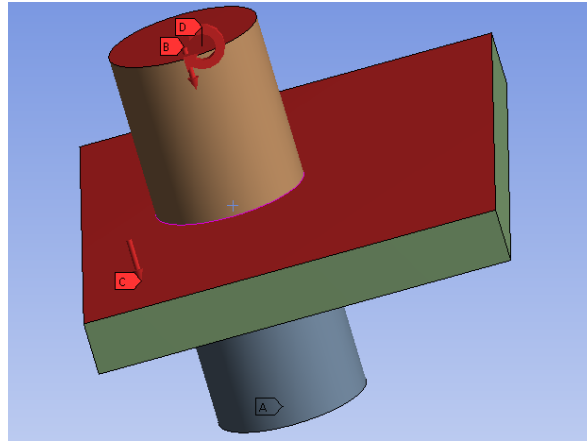
Kuva 7.4 Tuotu malli Design Modelerissa

Ensimmäiseksi osille valitaan materiaalit, jotka on luotu Engineering data osiossa. Tämän jälkeen teräkset täytyy sitoa betoniin, jotta niihin välittyä kuormia. Seuraavaksi luodaan elementtiverkko. Tässä työssä ohjelman automaattinen elementtiverkko osoittautui liian suureksi. Elementtiverkko muutettiin käsin halutunlaiseksi. Elementtiverkkona käytettiin kuutioita, joiden sivut olivat 40 mm. Valmis elementtiverkko on esitetty kuvassa 7.5. Teräkset sidottiin manuaalisesti betoniin.



Kuva 7.5 Laskentamallissa käytetty elementtiverkko.

Kuvassa 7.6 on esitetty mallin kuormitustilanne ja reunaehdot. Alempi pilari on jäykästi kiinnitetty ja laatan reunat ovat vapaat kaikissa laskentamalleissa. Ylempään pilariin lisätään 31 MN pystykuorma C70/85 pilarin ja 21 MN C50/60 pilarin tapauksessa. Pilarin yläpäähän lisätään alkuepäkeskeisyydestä aiheutuva momentti 620 kNm, mutta toisen kertaluvun vaikutuksia ei oteta huomioon. Laattaa kuormitetaan  $2 \text{ kN/m}^2$  oman painon lisäksi.

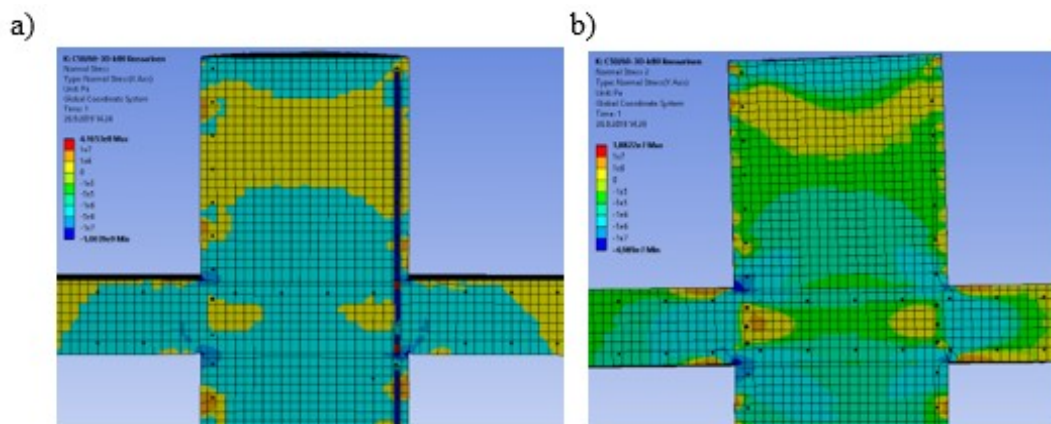


Kuva 7.6. Liitosalueen kuormitustilanne ja jäykkä alapään kiinnitys.

## 7.3 Liitosalueen lujuuden analysointi

### 7.3.1 C50/60 pilari ja lisäteräkset

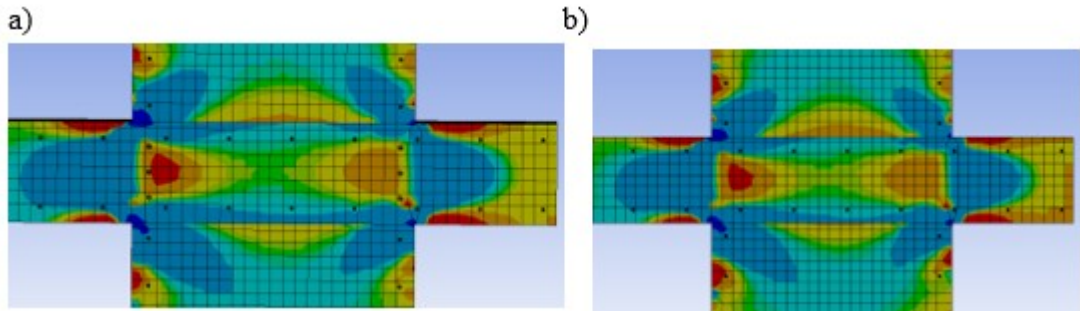
Kirjallisuuskatsauksen ja muiden aikaisemmin suoritettujen kokeiden perusteella laatan reuna-alueilla olevissa liitosalueissa ei pitäisi esiintyä kuormankantokykyyn liittyviä ongelmia, jos pilarin ja laatan lujuuksien suhde ei ylitä arvoa 1,4. Tehdyn mallin perusteella näin ei myöskään ole. Betonissa esiintyvät pystysuuntaiset puristusjännitykset eivät ylitä liitosalueella betonin puristuslujuutta. Betonin liitosalueella esiintyy myös hyvin pieniä poikittaisia puristusjännityksiä x- ja y-akselin suunnassa. Lisäterästen ulkopuolella havaitaan, miten liitosaluetta ympäröivä laatta estää liitosalueen betonin laajenemasta aiheuttaen puristusjännityksen. Tämä puristusjännitys on huomattavasti suurempi kuin pilareiden välillä olevassa kartioalueessa ja vaihtelee noin 1-4 MPa välillä. Lisäteräksissä jännitys on noin 50 MPa. Jännitykset voidaan havaita kuvasta 7.7. Liitosalueella tapahtuvat muodonmuutokset ovat myös selvästi sallittujen rajojen sisällä. Laatan liitosalueella esiintyy pieniä vetoalueita, jotka on kuvassa 7 esitetty keltaisella.



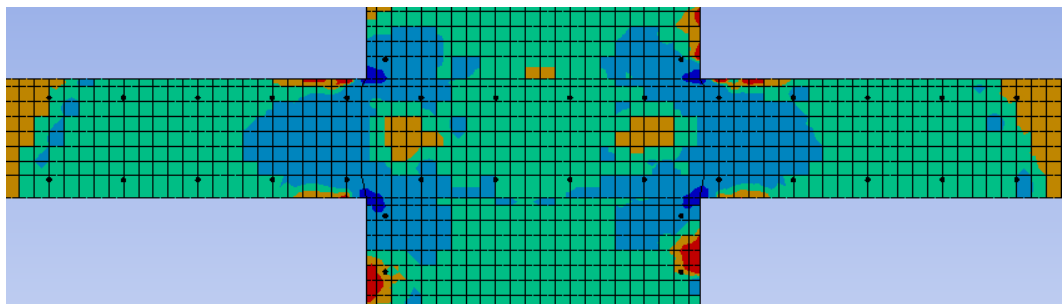
Kuva 7.7. Liitosalueella esiintyvät poikittaisjännitykset.

### 7.3.2 C70/85 pilarit lisäteräksillä ja ilman

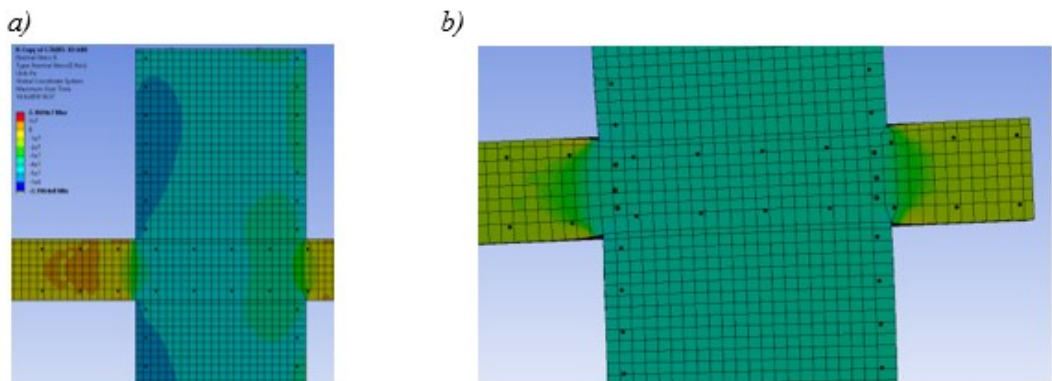
Jännityskuvat näyttävät samoilta, vaikka normaalilujuuspilarit vaihdetaan korkealujuuspilareihin. Jännityskuvasta 7.8 nähdään, miten puristussauvat muodostuvat vinosti laatan ulkopuolella. Laatan aiheuttama puristusjännitys vaihtelee 1-6 MPa välillä. Vetojännitys kuvan 7.8 oranssissa ja punaisessa osassa vaihtelee 200 kPa ja 1,5 MPa välillä. Liitosalueen keskellä on sulkeumavaikutuksesta johtuen puristuskartiot ja laatan kuormituksesta johtuen kartio liitosalueen alaosaan on hieman suurempi kuin liitosalueen yläosaan. Kuvassa 7.9 on pystyleikkaus liitosalueesta laatan ulkoreunan suunnassa. Liitosalueen keskellä puristuksessa oleva osa on hieman suurempi kuin kuvassa 7.8 samoin kuin laattassa sijaitseva puristusosa. Jännitysten suuruusluokat ovat samankaltaiset. Kuvassa 7.10 on esitetty pystysuuntainen puristusjännitys ja liitosalueen hydrostaattisen paineen osuus. Momentti pilarin yläpäässä aiheuttaa sen, että pystysuuntainen puristusjännitys on suurempi kuvan 7.10 a) vasemmalla reunalla kuin oikealla reunalla. Liitosalueella pystysuuntainen puristus ylittää selvästi laatan nimellislujuuden ja on suurimmillaan 45 MPa. Liitosalueen suurin hydrostaattinen paine on noin 15,9 MPa, joka on 4,23 MPa enemmän kuin yksiaksisiaalisesti puristetun laatan. Keskimääräinen hydrostaattinen paine on 14 MPa.



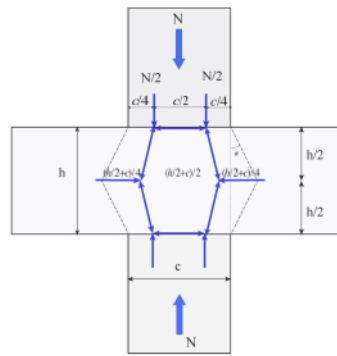
Kuva 7.8 Poikittaisjännitykset liitosalueella laatan ulkoreunaa kohtisuorassa a) lisäraudat käytössä b) ei lisärautoja.



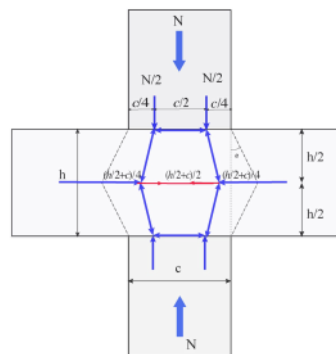
Kuva 7.9. Poikittaisjännitys liitosalueella laatan ulkoreunan suuntaisesti.



Kuva 7.10 a) pystysuuntainen puristusjännitys b) liitosalueen hydrostaattinen paine (lisäteräket käytössä).



a



b

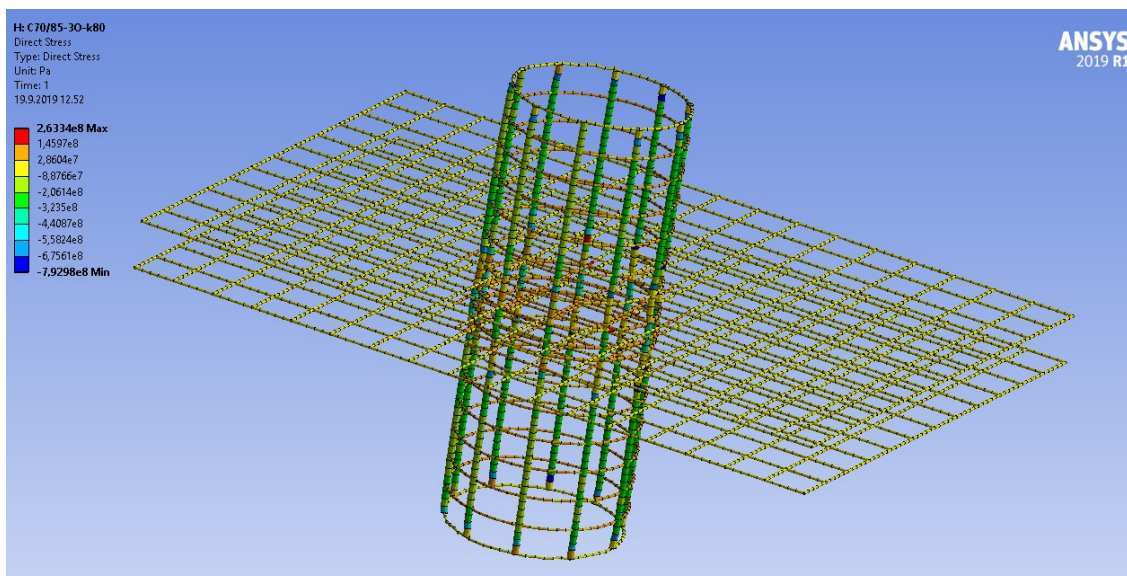
Kuva 7.11 Ristikkomenetelmä voiman kulkeutumisesta liitosalueen läpi. (Xiong 2016, s.61)

Vertailemalla kuvia 7.8 ja 7.11 keskenään voidaan havaita, miten kolmiaksisiaalisesti puristetut alueet muodostuvat laatan nurkkiin. Vetoalueet voi selittää se, että ympäröivän laatan aiheuttama puristus ei ole tarpeeksi suuri toteuttamaan yhtälöä, ja liitosalueen keskelle muodostuu vetoa, kuten kuvassa 7.11 b).

FEM-mallin jännityskuvista liitosalueelta ja sen välittömästä läheisyydestä voidaan havaita kolmiaksisiaalisia puristusjännitystiloja. Laatan liitosalueella pystysuuntainen puristusjännitys ylittää laatan betonin yksiaksisiaalisen puristuslujuuden. Laatatassa esiintyy kohtia, joissa FEM mallin perusteella ei ole kolmiaksisiaalista puristustilaa. Tämän perusteella paikoitellen laatan kantokyky ylittyy. Jotta liitosalue kestäisi mainitut pystysuuntaiset jännitykset, pitäisi liitos liitosalueella olla 2-3 MPa suuruinen puristusjännitys. Jos laatan tuoma puristusjännitys voidaan jakaa koko liitosalueelle, niin tällöin voitaisiin saavuttaa riittävä puristuslujuus.

Tämän työn kuvaan 2.2 ja liitteessä 1 esitettyihin Bianchin sekä Gamblen ja Klinarin koekiden tuloksiin pohjautuen voidaan todeta, että liitosalue saattaa hyvinkin kestää kyseisen kuormituksen. Suunnittelun kannalta ei kuitenkaan olla enää varmallalla puolella, koska lujuudesta käytetään kuitenkin suunnittelulujuutta. Liitosalueella suurimmat puristumat ovat luokka 1,3 promillea ilman lisärautoja. Lisärautojen ei havaittu tuovan muutosta muodonmuutoksiin. Kuvassa 7.12 on esitetty terästen jännityksiä, jotka lisäteräksissä on suurimmillaan 75 MPa. Liitosalueiden hydrostaattiset paineet liitosalueen keskialueella on esitetty liitteessä 5.





Kuva 7.12. Jännitykset teräksissä.

## 7.4 Analyttisten laskentamallien vertailu

Kalasataman tornitalon pilarilaatan liitosalueen todellisen lujuuden arvioimiseksi suoritettiin laskuja Mathcad prime 5.0-laskentaohjelmalla. Laskut on suoritettu kaikilla tässä työssä esitetyillä menetelmillä. Tulokset on koottu taulukoihin 7.1 ja 7.2. Kerroin  $k$  määrittelee oletetun lujuuden alkuperäiseen laatan lujuuteen  $f_{ce}/f_{cs}$

Taulukko 7.1: Kalasataman tornitalon analyttisillä laskentamalleilla saatuja liitosalueen tehollisia lujuuksia.

Liitosalueen tehollinen lujuus	pilari C50/60		pilari C70/85	
	$f_{ce}$ (MPa)	$k$	$f_{ce}$ (MPa)	$k$
ACI318-19	49	1,4	49	1,4
CSA-A23.3-04	49	1,4	49	1,4
Gamble ja Klinar	45,75	1,31	52,15	1,49
Ospina ja Alexander	49	1,4	49	1,4
M.K Kyani	41,18	1,18	46,68	1,33
Shu ja Hawkins	46,15	1,32	61,0	1,74
Ali	43,39	1,24	51,64	1,48
Shahid	50	1,43	50,82	1,45
Paikallinen puristus	47,44	1,36	47,44	1,36

Taulukko 7.2 Kolmiaksisiaalisilla malleilla saatuja liitosalueen tehollisia lujuuksia

Kolmiaksisiaalisen puristuslujuuden kaavat 3016-k80						
Liitosalueen tehollinen lujuus	$\epsilon_c=0,002$		$\epsilon_c=0,0035$		$\epsilon_c=0,005$	
	$f_{ce}$ (MPa)	$k$	$f_{ce}$ (MPa)	$k$	$f_{ce}$ (MPa)	$k$
Mander	39,27	1,12	47,24	1,35	49,72	1,42
Razvi ja Saatcioglu 1992	35,84	1,02	44,58	1,27	49,07	1,41
Razvi ja Saatcioglu 1999	39,31	1,12	47,34	1,35	49,86	1,42
Richart	34,27	0,98	42,36	1,21	45,49	1,31
EC2 3-aksiaalinen puristus	40,40	1,15	45,77	1,31	45,77	1,31
EC8 3-aksiaalinen puristus	37,24	1,06	45,44	1,30	48,30	1,38
FIB 2010	38,01	1,09	47,12	1,35	50,94	1,46

Paikallinen puristus (kaava 4.1) kasvattaa liitosalueen laskennallista lujuutta laatan paksuuntuessa. Lujuuden lisäys johtuu siitä, että laatan paksuuntuessa kasvaa myös kuorman jakaantumisala  $A_{cl}$ . Tämä on vastoin tutkijoiden saamia tuloksia, joista voidaan havaita lujuuden laskevan muotovakion  $h/b$  kasvaessa. Numeeriset mallit on laskettu reunapilarille. FEM-malli osoittaa, miten uloke estää myös liitosaluetta laajenemasta ja näin ollen liitosalueelle voitaisiin myös soveltaa sisäpilarin kaavoja. Tällöin saavutettaisiin korkeampia arvioita liitosalueen lujuudesta, kuin taulukossa 7.1 on esitetty.

Kolmiaksisiaalisissa laskentamalleissa betonin lujuutena käytetään laatan lujuutta. Näin kaavat antavat saman lujuuden liitosalueelle riippumatta pilarin lujuudesta. Tämä on vastoin kokeissa tehtyjä havaintoja, missä pilarin lujuudella on vaikutusta liitosalueen lujuuteen. Tämän takia kolmiaksisiaaliset mallit eivät ole parhaita sovellettaviksi rakenteille, joissa käytetään eri betonilaatuja. (Shah & Ribakov 2005, s. 655). Lisäksi Analyttiset mallit antavat kahden promilleen puristumalla enintään 15 % lujuuden kasvun. Tämä on vastoin FEM-mallista tehtyjä havaintoja. Eivätkä analyttiset mallit huomioi laatan aiheuttamaa sulkeumavaikutusta.

## 8. Yhteenveto

Kolmiakσιαalisen puristusjännityksen vaikutusta betonin puristuslujuuteen on tutkittu jo vuodesta 1928. Väliin on mahtunut myös useamman vuosikymmenen ajanjakso, jolloin tutkimuksia ei tehty, sillä suunnittelutarpeita ei ollut ennen ydinvoimaloiden yleistymistä. Tämän seurauksena tutkimukset betonin käyttäytymisestä kolmiakσιαallisessa puristuksessa aloitettiin uudestaan. Lukuisia kokeellisia tutkimuksia onkin suoritettu 1970-luvulta eteenpäin.

Koetilanteessa kolmiakσιαalinen puristustila saadaan aikaan sylintereillä hydraulisen paineen avulla. Tällöin sivupaineet ovat yhtä suuret ja puhutaan epätodellisesta kolmiakσιαalikokeesta. Todelliset kolmiakσιαalikokeet suoritetaan betonikuutioille, ja sivupaineet voivat olla erisuuret. Todellinen kolmiakσιαalikoe antaa kaikki pisteet murtopinnan määrittämiseen. Tästä huolimatta todellisia kolmiakσιαalikokeita on tehty vähän, koska ne vaativat kalliin ja monimutkaisen koelaitteiston. Saatujen koetulosten pohjalta kolmiakσιαalisen puristuksen on yksiselitteisesti todettu parantavan betonin puristuslujuutta sekä sitkeysominaisuuksia.

Tavallisesti teräsbetonirakenteissa kolmiakσιαalinen jännitystila muodostuu poikittaisen raudoituksen estäessä betonia laajenemasta. Tässä työssä esitetty Manderin analyyttinen laskentamalli on yleisesti käytössä, sillä se soveltuu eri betonin poikkileikkauksille. Myös ACI käyttää Manderin mallia standardeissaan. Manderin malli seuraa kohtuullisen hyvin betonin käyttäytymistä ennen kuin betoni saavuttaa huippulujuuden. Analyyttisten mallien soveltuvuus on kuitenkin rajallinen, sillä niiden tuoma hyöty puristuslujuuteen on usein sallitun muodonmuutosalueen ulkopuolella. Tämän vuoksi kolmiakσιαalista puristustilaa käytetään hyväksi seismisen alueen suunnittelussa. Suomessa kolmiakσιαalisen puristusjännityksen hyödyntäminen pilareissa on turhaa, koska pilareiden sallittu puristuma on vain 2 %. Eurokoodista löytyvät sellaiset lujuudenkorotusmenetelmät kuin paikallisen puristuksen ja kolmiakσιαalisen puristuksen kaava, mutta näitä on harvoin hyödynnetty rakennesuunnittelussa. Eurokoodissa esitetty kolmiakσιαalinen puristukaava perustuu Model Code 90/CEB/FIP-suunnitteluohjeeseen. FIB2010 on esitetty uusi kolmiakσιαalisen puristuksen kaava.

Yhdessäkään eurooppalaisissa suunnitteluohjeessa ei mainita laatan tehollista lujuutta toisin kuin Yhdysvaltojen ja Kanadan normeissa. Tutkimukset osoittavat selkeästi, että jos normaalilujuusbetonista valmistettu laatta on korkealujuuspilareiden välissä puristuksessa, niin liitosalueen murtolujuus on sitä ympäröivän laatan murtolujuutta korkeampi, ja liitosaluetta ympäröivä laatta ja pilari muodostavat liitosalueelle kolmiakσιαalisen jännitystilan. Liitosalueen lujuus riippuu myös pilareiden sijainnista ja liitosalueen kuormituksesta. Lujuus on korkeampi laatan keskialueilla ja alempi reuna- ja nurkka-alueilla, sillä laatta ei aiheuta siellä samanlaista sulkeumavaikutusta kuin keskellä. Laatan reunalla laatan ulkonema auttaa kolmiakσιαalisen jännitystilan muodostumista. Näin saavutetaan korkeampia liitoslujuuden arvoja. Ulokkeen betoni estää reunapilarin liitosaluetta laajenemasta ja muodostaa puristusjännityksiä kuorman jakaantumisalueelle. Kalasataman tornitalosta tehty malli tukee väitettä, että reunapilari käyttäytyy kuin sisäpilarin liitosalue, jos laatta jatkuu vähintään laatan paksuuden verran pilarin reunan yli. Suunnittelussa käytetään liitosalueella usein lisäteräksiä apuna, mutta niiden tuomaa hyötyä liitosalueen kestävyYTEEN ei tässä työssä pystytty osoittamaan. Näyttää siltä, että liitosalueen lisäraudoituksella ei välttämättä saavuteta minkään laista lisähyötyä liitosalueen lujuuteen.



tai sitkeyteen. Liitosalueen raudoittamisesta on kuitenkin suoritettu vain muutamia ko-keita.

Laatan kuormituksen on selkeästi todettu pienentävän liitosalueen lujuutta, sillä liitosalueen yläpintaan muodostuu vetoalue, mikä vähentää laatan kykyä rajoittaa liitosalueen laajenemista. Vaikka kuormituksen tiedetään alentavan liitosalueen lujuutta, niin suurin osa testeistä on suoritettu siten, ettei kuormitusta ole huomioitu. Kuormituksen lisäksi liitosalueen lujuuteen vaikuttaa suuresti laatan paksuuden suhde pilarin sivumittaan eli muotovakio.

Tehdyt tutkimukset osoittavat kansallisten standardien ACI:n ja CSA:n ohjeiden liitosalueen tehollisen lujuuden määrittämiseksi olevan konservatiivisia laatan nurkka- ja reuna-alueilla ainakin joissakin kuormitustapauksissa. Lisäksi ACI:n antamat arvot liitosalueen lujuudeksi voivat joissakin tapauksissa osoittautua liian korkeiksi laatan keskialueilla. Työssä tehdyt havainnot tukevat ohjetta, että laatan betonin lujuutena voidaan suunnittelussa pitää 1,4-kertaista laatan lujuutta. Tämä työn pohjalta ei kuitenkaan voida tehdä yleistä johtopäätöstä sopivasta menetelmästä tehollisen lujuuden määrittämiseksi ja jokainen tilanne tulee tarkastella erikseen. Laatan liitosalueen käyttäytymisestä olisi hyvä suorittaa lisätutkimuksia, joissa etsittäisiin validi menetelmä laatan tehollisen liitosalueen määrittämiseksi. Tämä olisi ensisijaisen tärkeää korkean rakentamisen yleistyessä, jolloin pysty- ja vaakarakenteiden lujuuserot voiva kasvaa suuriksi. Tällä hetkellä lujuuseron ylittäessä kriittisen rajan 1,4, lujuutta voidaan korottaa lisäraudoilla (kaava 7.3) tai teke-mällä laatan ympärysalue samalla betonilla kuin itse pilari kuten kuvassa 1.1.

## 9. Lähdeluettelo

SFS-EN 1992-1-1 + AC. 2015. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu, osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto. 194 + 26 s.

Aalto, J. 2014. Vaurioitumiskriteerit. Aalto yliopisto. Espoo. 317-344 s.

ACI 318-19. 2019. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19). Farmington Hill, Michigan, USA: ACI. 622 s. ISBN: 978-1-64195-056-5.

Ali, A. & Soomro, Z. & Iqbal, S. & Bhatti, N. & Abro, A. 2018. Prediction of Corner Columns' Load Capacity Using Composite Material Analogy. Engineering, Technology & Applied Science Research. Vol. 8:2. 2745-2749 s. eISSN: 1792-8036. pISSN: 2241-4487.

Al-Rahmani, A. & Rasheed, H. 2016. Combined Transverse Steel-External FRP Confinement Model for Rectangular Reinforced Concrete Columns. Fibers. Vol 4:1. 25 s. ISSN: 2079-6439.

Babu, R. R. & Benipal, G. S. & Singh, A. K. 2005. Constitutive Modelling of Concrete: an Overview. Asian Journal of Civil Engineering. Vol. 6:4. 211-246 s. Saatavissa: [https://www.researchgate.net/publication/228361687\\_Constitutive\\_modeling\\_of\\_concrete\\_An\\_overview](https://www.researchgate.net/publication/228361687_Constitutive_modeling_of_concrete_An_overview).

Betoniteollisuus. 2009. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodin mukaan Osa 5. Pilarit. Helsinki: Rakennusteollisuus RTT ry, betoniteollisuus -jaosto. 17s. [viitattu 8.8.2019]. Saatavissa: [http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet\\_5\\_Pilarit.pdf](http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet_5_Pilarit.pdf).

Bouchard, N. 2010. The Influence of Surface Friction and Other Parameters on Concrete's Response to Loading. Thesis. Florida State University, Department of Civil & Environmental Engineering. Tallahassee, Yhdysvallat. 79 s. [viitattu: 12.8.2019]. Saatavissa: <https://fsu.digital.flvc.org/islandora/object/fsu:183610/datastream/PDF/view>.

Bradfor, M. Bridge, R. & Foster, S. 1999. *Mechanics of Structures and Materials*. Rotterdam, Hollanti: A.A Balkema. 763 s. ISBN: 90 5809 107 4.

Caltrans, C. 2006. Seismic Design Criteria. Konferenssi: Capacities of Structure Components. 16 s. [viitattu: 16.6.2019]. Saatavilla: <http://www.dot.ca.gov/hq/esc/techpubs/manual/othermanual/other-engineering-manual/seismic-design-criteria/page/sec3.pdf>.

CEB/FIP. 1999. Structural Concrete, Textbook on Behaviour, Design and Performance - Updated Knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990. Vol 1. 2<sup>nd</sup> edit. Lausanne, Sveitsi: Fédération International du Béton. 224 s. ISBN: 2-88394-041-X.

Chen, W. 2007. Plasticity in Reinforced Concrete. New York, Yhdysvallat: J.Ross. 474 s. ISBN: 978-1-932159-74-5.

Chen, W. & Han, D. 1988. *Plasticity for Structural Engineers*. New York, Yhdysvallat: Springer. 606 s. ISBN: 3-540-96711-7.

Choi, S. & Lee, D. & Hwang, J. & Oh, J. & Kim, K. & Kim, S. 2018. Effective Compressive Strengths for Corner and Exterior Columns Intersected by Slabs with Different Compressive Strengths. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*. Vol 18:3. 731-741 s. [viitattu: 15.8.2019]. ISSN: 1644-9665. Saatavissa: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S1644966517301759>.

Concrete Society Working Group. 2007. *Guide to the Design and Construction of Reinforced Concrete Flat Slabs*. Technical Report No 64. Camberley, Surrey, UK: The Concrete Society. 101 s. ISBN 1-904482-33-3.

CSA-A23.3-04. 2004. *Design of Concrete Structure*. Mississauga, Ontario, Canada: Canadian Standards Association. 214 s. ISBN: 1-55397-559-6. Saatavissa: <http://sfotoohi.ir/wp-content/uploads/2015/06/CSA-A23.3-04.pdf>.

del Viso, J. R. & Carmona, J. & Ruiz, G. 2008. Shape and Size Effects on the Compressive Strength of High-strength Concrete. *Cement and Concrete Research*. Vol 38:3. 386-395 s. ISSN: 0008-8846. Saatavissa: [https://www.academia.edu/4257306/Shape\\_and\\_size\\_effects\\_on\\_the\\_compressive\\_strength\\_of\\_high-strength\\_concrete](https://www.academia.edu/4257306/Shape_and_size_effects_on_the_compressive_strength_of_high-strength_concrete).

Du, X.-L. & Lu, D.-C. & Gong, Q.-M. & Zhao, M. 2010. Nonlinear Unified Strength Criterion for Concrete under Three-Dimensional Stress States. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol 136:1. 51-59 s. ISSN: 0733-9399 (painettu). ISSN: 1943-7889 (verkko). Saatavissa: [https://www.researchgate.net/publication/238179559\\_Nonlinear\\_Unified\\_Strength\\_Criterion\\_for\\_Concrete\\_under\\_Three-Dimensional\\_Stress\\_States](https://www.researchgate.net/publication/238179559_Nonlinear_Unified_Strength_Criterion_for_Concrete_under_Three-Dimensional_Stress_States).

Fardis, M. N. 2009. *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings*. Dordrecht, Heidelberg, Lontoo, New York: Springer. 743 s. ISBN: 978-1-4020-9841-3. e-ISBN: 978-1-4020-9842-0. Saatavissa: [http://www.thaiseismic.com/wp-content/uploads/2016/10/support\\_rule\\_Seismic-design-assessment-and-retrofitting-of-concrete-buildings-based-on-EN-Eurocode-8.pdf](http://www.thaiseismic.com/wp-content/uploads/2016/10/support_rule_Seismic-design-assessment-and-retrofitting-of-concrete-buildings-based-on-EN-Eurocode-8.pdf).

Fattah, A. 2012. *Behavior of Concrete Columns Under Various Confinement Effects*. Kansas State University, College of Engineering, Department of Civil Engineering. Manhattan, Kansas, Yhdysvallat. 399 s. Saatavissa: <http://krex.k-state.edu/dspace/bitstream/handle/2097/13533/AhmedAbdelfattah2012.pdf?sequence=3&isAllowed=y>.

FIB. 2010. *FIB Model Code for Concrete Structures 2010*. Berliini, Saksa: Wilhelm Ernst & Sohn. 402 s. ISBN: 978-3-433-03061-5 (painettu). ISBN: 978-3-433-60408-3 (verkko).

FIB & MPA. 2014. *Structural design of concrete buildings up to 300 m tall*. Bulletin 73. Lontoo, UK: FIB & MPA. 158 s. ISBN: 978-1-908257-14-7. Saatavissa: <http://www.uomisan.edu.iq/library/admin/book/6325518991.pdf>

Gandomi, A. & Alavi, A. & Ryan, C. 2015. Handbook of Genetic Programming Applications. New York, Yhdysvallat: Springer. 593 s. ISBN: 978-3-319-20882-4.

Geel, van E. 1998. Concrete Behaviour in Multiaxial Compression : Experimental Research. Technische Universiteit Eindhoven, Faculteit Bouwkunde, Capaciteitsgroep Constructief Ontwerpen. Eindhoven, Alankomaat. 169 s. ISBN: 90-6814-548-7. Saatavissa: <https://pure.tue.nl/ws/files/1451663/515170.pdf>.

Goldyn, M. & Krawczyk, L. & Urban, T. 2015. Carrying Capacity of Axially loaded HSC Columns Intersected by NSC Slabs. Architecture Civil Engineering Environment (ACEE). Vol 8:3. 51-59 s. ISSN: 1899-0142.

Guo, Z. 2014. Principles of Reinforced Concrete. 1<sup>st</sup> edit. Amsterdam, Alankomaat: Elsevier. 590 s. ISBN-13:978-0-12-800859-1

Haavisto, J. & Laaksonen, A. 2018. Betonin puristuslujuus Esiselvitys: Tausta ja määrittäminen koetuloksista. Helsinki: Liikennevirasto. 71 s. ISSN: 1798-6664. Saatavissa: [https://julkaisut.vayla.fi/pdf8/lts\\_2018-32\\_betonin\\_puristuslujuus\\_web.pdf](https://julkaisut.vayla.fi/pdf8/lts_2018-32_betonin_puristuslujuus_web.pdf).

Haghinejada, A. & Nematzadeh, M. 2016. Three-Dimensional Finite Element Analysis of Compressive Behavior of Circular Steel Tube-Confined Concrete Stub Columns by New Confinement Relationships. Latin American Journal of Solids and Structures. Vol 13:5. 916-944 s. ISSN: 1679-7817 (painettu) ISSN: 1679-7825 (verkko). Saatavissa: [http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1679-78252016000500916#B17](http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1679-78252016000500916#B17)

Hammoud, R. & Boukhili, R. & Yahia, A. 2013. Unified Formulation for a Triaxial Elastoplastic Constitutive Law for Concrete. Materials. Vol 6:9. 4226-4248 s. ISSN: 1006-1944. Saatavissa: <https://pdfs.semanticscholar.org/fbd6/73e6e5c38a3815c6699e716e173340819885.pdf>

Holmes, N. & Niall, D. 2015. Active Confinement of Weakened Concrete Columns. Materials and Structures. Vol 48:9. 21 s. ISSN: 1359-5997 (painettu). ISSN: 1871-6873 (verkko).

Hordijk, D. & Lukovic, M. 2018. High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet. Cham, Sveitsi: Springer International Publishing. ISBN: 978-3-319-59470-5 (painettu). ISBN: 978-3-319-59471-2 (verkko).

Kestävä Kivitalo. 2019. Betoni korkeassa rakentamisessa. [viitattu 7.6.2019]. Saatavissa: <https://www.kivitalo.fi/betonirakenteet/betoni-korkeassa-rakentamisessa/>

Kouhia, R. 2013. Betonin ajasta riippumattomat materiaaalimallit. Helsinki: Liikennevirasto. 83 s. Saatavilla: [https://www.doria.fi/bitstream/handle/10024/120919/lts\\_2013-38\\_978-952-255-303-4.pdf?sequence=1](https://www.doria.fi/bitstream/handle/10024/120919/lts_2013-38_978-952-255-303-4.pdf?sequence=1).

Lignola, G. & Prota, A. & Manfredi, G. 2016. Simplified Modeling of Concrete Confinement, New York: University of Naples. 10s. [viitattu 6.8.2019]. Saatavilla: <http://www.claisse.info/2016%20papers/S277.pdf>.

Liikennevirasto. 2017. Eurokoodin soveltamisohje Betonirakenteiden suunnittelu - NCCI2. Helsinki: Liikennevirasto.

Liikennevirasto. 2012. Eurokoodin soveltamisohje Betonirakenteiden suunnittelu - NCCI2. Helsinki: Liikennevirasto.

Lu, X. 2005. Uniaxial and Triaxial Behavior of High Strength Concrete with and Without Steel Fibers. New Jersey Institute of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering. New Jersey. 184 s.

Malecot, Y. & Daudeville, L. & Dupray, F. & Poinard, C. & Buzaud, E. 2010. Strength and damage of concrete under high triaxial loading. Engineering, European Journal of Environmental and Civil. Vol. 14:6-7. 777-803 s. DOI:10.1080/19648189.2010.9693262

Mander, J. & Priestly, M. & Park, R. 1988. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. Journal of Structural Engineering. Vol 114:8. 1804-1826 s. ISSN: 0733-9445  
Saataavilla: [https://web.itu.edu.tr/darilmazk/file/Mander\\_Priestley\\_Park\\_StressStrain-ModelforConfinedConcrete.pdf](https://web.itu.edu.tr/darilmazk/file/Mander_Priestley_Park_StressStrain-ModelforConfinedConcrete.pdf).

Nawy, E. 2008. Concrete Construction Engineering Handbook. 2nd edit. Boca Raton, Florida, Yhdysvallat: CRC Press. 1584 s. ISBN-13: 978-0-8493-7492-0.

Noor, M. 2014. Compression Behavior, Strength, and Ductility of Confined Concrete after Inelastic Tensile Cyclic loading. Lehigh University, Department of Civil and Environmental Engineering. Bethlehem. Pennsylvania, Yhdysvallat. 293 s.

NZS3101-06. 2016. Concrete Frame Design Manual. CSI, Computer & Structures Inc. 3-51 s. Saataavilla: <http://docs.csiamerica.com/manuals/etabs/Concrete%20Frame%20Design/CFD-NZS-3101-2006.pdf>.

Penelis, G. & Penelis, G. 2104. Concrete Buildings in Seismic Regions. Boca Raton, Florida, Yhdysvallat: Taylor & Francis Group. 828 s. ISBN-13:978-1-4822-4696-4.

Piotrowska, E. 2013. Role of Coarse Aggregates in the Triaxial Behavior of Concrete: Experimental and Numerical Analysis. University of Grenoble. Grenoble, Ranska. 146 s.

Poinard, C. & Malecot, Y. & Daudeville, L. 2010. Damage of concrete in a very high stress state: experimental investigation. Materials and Structures. Vol. 43:1-2. 15-29 s. ISSN: 1359-5997 (painettu). ISSN: 1871-6873 (verkko).

Radnic, J. & Markic, R. & Harapin, A. & Matesan, D. & Baloevic, G. 2013. Stirrup Effects on Compressive Strength and Ductility of Confined Concrete. World Journal of Engineering. Vol. 10:6. 15 s. ISSN: 1708-5284. Saataavilla: [https://www.researchgate.net/publication/273656633\\_Stirrup\\_effects\\_on\\_compressive\\_strength\\_and\\_ductility\\_of\\_confined\\_concrete\\_columns](https://www.researchgate.net/publication/273656633_Stirrup_effects_on_compressive_strength_and_ductility_of_confined_concrete_columns)

RAND Finland Oy. 2018. Materiaalimalli on rakenneanalyysin kulmakivi. [viitattu 1.8.2019]. Saataavilla: <https://www.rand.fi/rand-finland/ajankohtaista/materiaalimalli-on-rakenneanalyysin-kulmakivi>.

Razvi, S. & Saatcioglu, M., 1999. Confinement model for High-Strength Concrete. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 125:3. 281-289 s. ISSN: 0733-9455 (painettu). ISSN: 1943-541X (verkko).

Richart, F. & Brandtzaeg, A. & Brown, R., 1928. A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stress. *University of Illinois Bulletin* 12. Urbana, Illinois, Yhdysvallat. 104 s.

Riederer, K. 2006. Assessment of Confinement models for reinforced concrete columns subjected to seismic loading. The University of British Columbia, Faculty of Civil Engineering. Vancouver, Kanada. 211 s.

Sakai, Y. & Nakatani, M. & Takeuchi, A. & Omorai, Y. & Kishi, T. 2016. Mechanical Behavior of Cement Paste and Alterations of Hydrates under High-Pressure Triaxial Testing. *Journal of Advanced Concrete Technology*. Vol. 14:1. 12 s. ISSN: 1347-3913.

Saurav, R. & Gaurav, S. & Narendra & Samadhiya, 2017. Strength behaviour of plain cement concrete subjected to true-triaxial compression. *Canadian Journal of Civil Engineering*. Vol. 45:3. 55 s. ISSN 0315-1468.

Sfer, D. & Carol, I. & Gettu, R. & Guillermo, E. 2002. Study of the Behaviour of Concrete under Triaxial Compression. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 128:2. 156-163 s.

Shah, A & Dietz, J. & Tue, N & Gert, K. 2005. Experimental Investigation of Column-Slab Joints. *ACI Structural Journal*. Vol. 102:11. 103-113 s.

Shah, A. & Ribakov, Y. 2005. Experimental and Analytical Study of Flat-Plate Floor Confinement. *Materials and Design*. Vol. 26:8. 655-669 s. ISSN: 0261-3069

Shah, A. & Ribakov, Y. 2008. Using Mechanics of Materials Approach for Calculating Interior Slab-Column Joints Strength. *Materials and Design*. Vol. 29:6. 1145-1158 s. ISSN: 0261-3069

Shahid, I. & Farooq, S. & Qureshi, N & Kayani, K. & Mumtaz, H. 2015. Effective Concrete Strength within Slab Column Joint. *International Journal of Engineering and Technology*. Vol. 7:3. 965-972 s. ISSN: 0975-4024.

Sheikh, S. & Li, Y. 2006. Toward the Performance-Based Design of Confined Concrete. *International Symposium on Confined Concrete*. SP 238-1. 22 s. ISBN: 9780870312182.

Speck, K. 2007. Beton unter mehraxialer Beanspruchung. *Technischen Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen*. Dresden. 224 s.

SRV. 2019. *Helsingin REDIn Loisto*. [viitattu 6.6.2019]. Saatavilla: <https://www.srv.fi/asuminen/helsingin-redin-loisto/>.

Suomen virallinen tilasto. 2008. Rakennukset ja kesämökit. [viitattu 7.6.2019]. Saatavilla: [http://www.stat.fi/til/rakke/2008/rakke\\_2008\\_2009-12-21\\_tie\\_002\\_fi.html?ad=notify](http://www.stat.fi/til/rakke/2008/rakke_2008_2009-12-21_tie_002_fi.html?ad=notify).

Suomen virallinen tilasto. 2019. *Rakennukset ja kesämökit*. [viitattu 7.6.2019] Saatavilla: [http://www.stat.fi/til/rakke/2018/rakke\\_2018\\_2019-05-21\\_tau\\_001\\_fi.html](http://www.stat.fi/til/rakke/2018/rakke_2018_2019-05-21_tau_001_fi.html).

Suzuki, M. & Akiyama, M. & Hong, K-N. & Cameron, I & Wang, W. 2004. *STRESS-STRAIN MODEL OF HIGH-STRENGTH CONCRETE CONFINED BY RECTANGULAR TIES*. 13<sup>th</sup> World conference on Earthquake Engineering. Vancouver, Kanada. 10 s. Saatavilla: [http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13\\_3330.pdf](http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13_3330.pdf)

Toriseva, T. 2014. Pilarilaattojen suunnittelu eurokoodien mukaan. Tampereen teknillinen yliopisto, rakennustekniikan laitos. Tampere. 88 s.

Tulonen, J. 2018. Jännebetonipalkin puristusmurtokestävyys. Tampereen teknillinen yliopisto. Tampere. 18 s.

Urban, T. & Goldyn, M. 2015. Behaviour of eccentrically loaded high-strength concrete columns intercescted by lower-strength concrete slabs. *Structural Concrete*. Vol. 16:4. 480-495 s. DOI: 10.1002

Wight, J. & MacGregor, J. 2012. *Reinforced concrete: Mechanics and Design*. 6<sup>th</sup> edit. Upper Saddle River, New Jersey, Yhdysvallat: Pearson Education. 1157 s. ISBN-13: 978-0-13-217652-1.

Wu, T. & Wei, H. & Zhang, Y. & Liu, X. 2018. Axial compressive behavior of lightweight aggregate concrete columns confined with transverse steel reinforcement. *Advances in Mechanical Engineering*. Vol. 10:3. 14 s. ISSN: 1687-8140.

Vu, X. & Daudeville, L. & Malecot, Y. 2011. Effect of coarse aggregate size and cement paste volume on concrete behavior. *Construction and Building Materials*. Vol. 25:10. 3941-3949 s. ISSN: 0950-0618

Xiong, Z. 2016. Connection between high-strength concrete columns and normal-strength concrete floors. Delft University of Technology. Faculty of Civil Engineering and Geosciences. 126 s.

Ympäristöministeriö. 2004. B4 Suomen rakentamismääräyskokoelma Betonirakenteet ohjeet 2005. Helsinki. 83 s.

# Liite 1: Pilarilaatan liitosalueiden koetuloksia

Table 1 Details of column-slab specimens.

Source	Specimen	$h$ (mm)	$c$ (mm)	$\rho_c$ (%)	$\rho_s$ (%)	$\lambda^a$	$P_c$ (kN)	$P_s$ (kN)	$p_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f'_y$ (MPa)	$f'_{cc}$ (MPa)	$f'_{cs}$ (MPa)	$f'_{cef}$ (MPa)
Bianchini et al. [2]	S90I3.0	178	279	1.46	0.55	4	3114	0	0	310	51.0	17.1	42.1
	S75I3.0	178	279	1.46	0.55	4	3287	0	0	310	51.3	22.2	45.2
	S75I3.0	178	279	1.46	0.55	4	2891	0	0	310	43.2	15.9	38.8
	S60I3.0	178	279	1.46	0.55	4	3069	0	0	310	45.3	14.3	41.7
	S60I2.0	178	279	1.46	0.55	4	3114	0	0	310	45.7	23.7	42.3
	S50I2.0	178	279	1.46	0.55	4	2580	0	0	310	40.6	21.3	34.1
	S50I2.0	178	279	1.46	0.55	4	2446	0	0	310	34.4	15.2	32.1
	S40I2.0	178	279	1.46	0.55	4	1922	0	0	310	25.9	17.0	24.1
	S45I1.5	178	279	1.46	0.55	4	2669	0	0	310	34.3	19.8	35.5
	S37I1.5	178	279	1.46	0.55	4	2002	0	0	310	22.6	15.2	25.4
	S30I1.5	178	279	1.46	0.55	4	1979	0	0	310	25.6	13.4	25.1
Gamble and Klmar [8]	C	178	254	1.76	0.71	4	3781	0	0	490	89.0	29.7	59.6
	D	178	254	1.76	0.71	4	4670	0	0	490	96.5	30.3	76.5
	G	178	254	1.76	0.71	4	4893	0	0	490	90.3	42.8	80.6
	H	178	254	1.76	0.71	4	3336	0	0	490	85.5	17.2	51.7
	K	178	254	1.76	0.97	4	5315	0	0	490	72.4	35.2	88.5
	L	178	254	1.76	0.71	4	5115	0	0	490	83.4	33.1	84.7
	A1-A	100	200	3.53	0.58	4	3194	0	0	445	105	40	100.31
	A1-B	100	200	3.53	0.65	4	3678	48	25	445	105	40	93.08
Ospina and Alexander [17]	A1-C	100	200	3.53	0.65	4	3498	94	49	445	105	40	87.56
	A2-A	100	200	3.53	0.43	4	3820	0	0	445	112	46	97.43
	A2-B	100	200	3.53	0.65	4	3807	33.2	17	445	112	46	97.03
	A2-C	100	200	3.53	0.65	4	3591	86	45	445	112	46	90.41
	A3-A	150	200	3.53	0.35	4	3437	0	0	445	89	25	85.69
	A3-B	150	200	3.53	0.85	4	3174	100	53	445	89	25	77.63
	A3-C	150	200	3.53	0.85	4	2275	157.2	83	445	89	25	50.09
	A4-A	150	200	3.53	0.35	4	3272	0	0	445	106	23	80.64
	A4-B	150	200	3.53	0.85	4	2927	93.2	49	445	106	23	70.07
	A4-C	150	200	3.53	0.85	4	2376	135.2	71	445	106	23	53.19
	B-1	250	250	1.13	0.38	4	4072	173.2	95	445	104	42	71.54
	B-2	250	250	1.13	0.75	4	5359	130	71	445	104	42	96.08
	B-3	250	250	1.13	0.59	4	5078	173.2	95	445	113	44	90.72
	B-4	250	250	1.13	0.44	4	6298	0	0	445	113	44	113.99
	B-5	250	250	1.13	0.38	4	2703	172.2	94	445	95	15	45.44
	B-6	250	250	1.13	0.75	4	3720	130	71	445	95	15	64.83
	B-7 <sup>b</sup>	250	175	1.15	0.59	4	2758	173.2	95	445	120	19	47.45
Jungwirth [9]	B-8 <sup>b</sup>	150	175	1.15	0.75	4	4032	130	71	445	120	19	72.25
	J-1	150	200	4.62	1.45	4	3342	639	998	550	80	33	71.7

(Continued on next page)



# Liite 1: Pilarilaatan liitosalueiden koetuloksia

Table 1 (*continued*)

Source	Specimen	$h$ (mm)	$c$ (mm)	$\rho_c$ (%)	$\rho_s$ (%)	$\lambda^a$	$P_c$ (kN)	$P_s$ (kN)	$p_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f'_y$ (MPa)	$f'_{cc}$ (MPa)	$f'_{cs}$ (MPa)	$f'_{ceff}$ (MPa)
Mcharg et al. [15]	NU	150	225	1.40	1.41	4	3008	0	0	486	81.8	30.0	62.8
	NB	150	225	1.40	1.41	4	3254	0	0	486	81.8	30.0	68.6
Shah et al. [20]	ICSA-1ICSA-2	120	200	2.00	0.53	4	2858	348	544	545	85	32.0	73.0
		120	200	2.00	1.00	4	3180	442	691	545	83	30.0	82.0
	ICSA-3	120	200	2.00	0.53	4	2729	300	469	545	70	28.0	69.0
	ICSA-4	120	200	2.00	1.00	4	3191	459	717	545	84	29.0	83.0
	ICSC-1	180	200	2.00	0.36	4	2821	624	975	545	82	28.0	71.0
Bianchini et al. [2]	ICSD-1	240	200	2.00	0.43	4	2713	871	1361	545	79	32.0	68.0
	S90E3.0	178	279	1.46	0.55	3	2526	0	0	310	52.5	16.8	33.4
	S75E3.0	178	279	1.46	0.55	3	2375	0	0	310	46.9	16.4	30.9
	S60E3.0	178	279	1.46	0.55	3	1966	0	0	310	35.8	11.9	24.6
	S60E2.0	178	279	1.46	0.55	3	2589	0	0	310	45.1	23.9	34.3
	S50E2.0	178	279	1.46	0.55	3	2015	0	0	310	35.3	16.2	25.4
	S40E2.0	178	279	1.46	0.55	3	1615	0	0	310	23.2	9.6	19.4
	S45E1.5	178	279	1.46	0.55	3	1984	0	0	310	23.8	17.7	25.2
	S37E1.5	178	279	1.46	0.55	3	1779	0	0	310	20.8	13.7	22.0
	S30E1.5	178	279	1.46	0.55	3	1543	0	0	310	15.8	10.1	18.3
Gamble and Klinar [8]	A	178	254	1.76	0.89	3	3336	0	0	486	86.2	28.3	51.7
	B	178	254	1.76	0.89	3	3225	0	0	486	86.9	25.5	49.6
	E	178	254	1.76	0.89	3	4226	0	0	486	90.3	45.5	68.2
	F	178	254	1.76	0.89	3	3002	0	0	486	97.9	15.9	45.5
	I	127	254	1.76	0.94	3	2891	0	0	486	92.4	30.3	68.2
	J	178	254	1.76	0.89	3	4448	0	0	486	79.3	36.5	72.3
Bianchini et al. [2]	S90C3.0	178	279	1.46	0.54	2	2135	0	0	310	52.0	17.0	27.4
	S75C3.0	178	279	1.46	0.54	2	2295	0	0	310	51.2	18.6	29.9
	S60C3.0	178	279	1.46	0.54	2	1712	0	0	310	37.1	8.8	20.8
	S60C2.0	178	279	1.46	0.54	2	2446	0	0	310	45.7	24.8	32.2
	S50C2.0	178	279	1.46	0.54	2	2002	0	0	310	38.2	17.6	25.3
	S40C2.0	178	279	1.46	0.54	2	1632	0	0	310	24.2	10.4	19.6
	S45C1.5	178	279	1.46	0.54	2	1957	0	0	310	27.5	18.8	24.8
	S37C1.5	178	279	1.46	0.54	2	1779	0	0	310	22.6	15.9	21.9
Bianchini et al. [2]	S30C1.5	178	279	1.46	0.54	2	1334	0	0	310	16.5	10.6	15.2
	S75S3.0	178	279	1.46	0	0	1846	0	0	310	36.8	15.0	22.4
	S60S2.4	178	279	1.46	0	0	1672	0	0	310	35.5	13.5	20.1
	S50C2.0	178	279	1.46	0	0	1850	0	0	310	35.9	15.0	23.1
	S37C1.5	178	279	1.46	0	0	1735	0	0	310	20.8	13.5	21.1

<sup>a</sup> Slab confinement factor,  $\xi = 4$  for interior column,  $\xi = 3$  for edge column,  $\xi = 2$  for corner column,  $\xi = 0$  for sandwich column

<sup>b</sup> Rectangular column of 175×250mm (Equivalent square considered) [1]

## Liite 2: Liitosalueen tehollisen lujuuden määrittäminen numeerisilla menetelmillä (pilari C70/85, laatta C35/45)

### Betonin ominaisuudet

$$f_{cp} := 70 \text{ MPa} \quad \text{pilarin lujuus}$$

$$f_{cs} := 35 \text{ MPa} \quad \text{laatan lujuus}$$

$$f_{cm,s} := f_{cs} + 8 \text{ MPa}$$

$$f_{cm,p} := f_{cp} + 8 \text{ MPa}$$

$$E_s := 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm,s}}{10} \right)^{0.3} \cdot \text{MPa}^{0.7} = 34.08 \text{ GPa} \quad \text{laatan kimmokerroin}$$

$$E_p := 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm,p}}{10} \right)^{0.3} \cdot \text{MPa}^{0.7} = 40.74 \text{ GPa} \quad \text{pilarin kimmokerroin}$$

### Liitosalue/laatta

$$h := 320 \text{ mm} \quad \text{laatan paksuus}$$

$$D := 900 \text{ mm} \quad \text{pilarin halkaisija}$$

### Paikallinen puristus pilarin ja laatan liitoskohdassa

$$s := \frac{h}{2} = 160 \text{ mm} \quad \text{pilarin etäisyys reunasta}$$

$$A_{c0} := \pi \cdot \frac{D^2}{4} \quad \text{kuormitusalue}$$

$$A_{c1} := \pi \cdot \left( \frac{D}{2} + s \right)^2 \quad \text{jakaantumisalue}$$

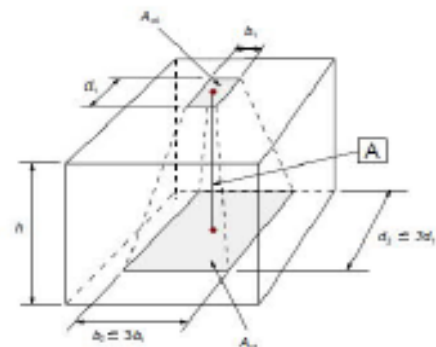
$$F_{Rdu} := \min \left( A_{c0} \cdot f_{cs} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}, 3.0 \cdot f_{cs} \cdot A_{c0} \right) = 30182.85 \text{ kN}$$

$$k := \frac{\frac{F_{Rdu}}{A_{c0}}}{f_{cs}} = 1.356$$

$$f'_{cs1} := k \cdot f_{cs} = 47.444 \text{ MPa}$$

### Reunapilarin lujuus ACI 318

$$f_{cs,ACI} := \text{if} \left( \frac{f_{cp}}{f_{cs}} > 1.4, 1.4 f_{cs}, f_{cp} \right) = 49 \text{ MPa}$$



## Liite 2: Liitosalueen tehollisen lujuuden määrittäminen numeerisilla menetelmillä (pilari C70/85, laatta C35/45)

### CSA-A23.3-04

$$f_{ce,CSA} := \text{if} \left( \frac{f_{cp}}{f_{cs}} > 1.4, 1.4 f_{cs}, f_{cp} \right)$$

$$f_{ce,CSA} := f_{ce,ACI} = 49 \text{ MPa}$$

### Kamble ja Klinar

$$f_{ce,Kamble \& Klinar} := \text{if} \left( \frac{f_{cp}}{f_{cs}} > 1.4, 0.32 \cdot f_{cp} + 0.85 \cdot f_{cs}, f_{cp} \right) = 52.15 \text{ MPa}$$

$$k := \frac{f_{ce,Kamble \& Klinar}}{f_{cs}} = 1.49$$

### Ospina ja Alexander

$$f_{ce,Ospina} := \text{if} \left( \frac{f_{cp}}{f_{cs}} > 1.4, 1.4 f_{cs}, f_{cp} \right) = 49 \text{ MPa}$$

### Kayani

$$\lambda_G := 1.00$$

$$f_{ce,Kayani} := 2 \cdot \lambda_G \cdot \frac{f_{cp} \cdot f_{cs}}{f_{cp} + f_{cs}} = 46.667 \text{ MPa}$$

$$k := \frac{f_{ce,Kayani}}{f_{cs}} = 1.333$$

### Alin malli Sandwichpilarille

Koska Sandwichpilari vastaa riittävällä tarkkuudella nurkkapilari, niin voidaan soveltaa myös reunapilarille.

$$f_{ce,Alin} := \frac{f_{cp} \cdot f_{cs}}{\frac{h}{D} (f_{cp} - f_{cs}) + f_{cs}} = 51.639 \text{ MPa}$$

$$k := \frac{f_{ce,Alin}}{f_{cs}} = 1.475$$

### Shu ja Hawkins

$$A := \frac{1}{\left( 0.4 + 2.66 \frac{h}{D} \right)}$$

$$f_{ce,Shu \& Hawkins} := f_{cs} + A \cdot (f_{cp} - f_{cs}) = 61.007 \text{ MPa}$$

$$k := \frac{f_{ce,Shu \& Hawkins}}{f_{cs}} = 1.743$$

## Liite 2: Liitosalueen tehollisen lujuuden määrittäminen numeerisilla menetelmillä (pilari C70/85, laatta C35/45)

Shahid

$$\varepsilon'_{cs} := \frac{0.003}{\sqrt{\frac{h}{D}}} = 0.005$$

$$n := \frac{E_s}{E_p} = 0.836$$

Laatan ja pilarin kimmokertoimien suhde

$$f_{ce} := \text{if} \left( f_{cs} + \frac{\varepsilon'_{cs} \cdot E_s}{10 + n} > f_{cp}, f_{cp}, f_{cs} + \frac{\varepsilon'_{cs} \cdot E_s}{10 + n} \right) = 50.821 \text{ MPa}$$

$$k := \frac{f_{ce}}{f_{cs}} = 1.452$$

### Liite 3: Liitosalueen tehollisen lujuuden määrittäminen numeerisilla menetelmillä (pilari C50/60, laatta C35/45)

#### Betonin ominaisuudet

$$f_{cp} := 50 \text{ MPa} \quad \text{pilarin lujuus}$$

$$f_{cs} := 35 \text{ MPa} \quad \text{laatan lujuus}$$

$$f_{cm,s} := f_{cs} + 8 \text{ MPa}$$

$$f_{cm,p} := f_{cp} + 8 \text{ MPa}$$

$$E_s := 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm,s}}{10} \right)^{0.3} \cdot \text{MPa}^{0.7} = 34.08 \text{ GPa} \quad \text{laatan kimmokerroin}$$

$$E_p := 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm,p}}{10} \right)^{0.3} \cdot \text{MPa}^{0.7} = 37.28 \text{ GPa} \quad \text{pilarin kimmokerroin}$$

#### Liitosalue/laatta

$$h := 320 \text{ mm} \quad \text{laatan paksuus}$$

$$D := 900 \text{ mm} \quad \text{pilarin halkaisija}$$

#### Paikallinen puristus pilarin ja laatan liitoskohdassa

$$s := \frac{h}{2} = 160 \text{ mm} \quad \text{pilarin etäisyys reunasta}$$

$$A_{c0} := \pi \cdot \frac{D^2}{4} \quad \text{kuormitusalue}$$

$$A_{c1} := \pi \cdot \left( \frac{D}{2} + s \right)^2 \quad \text{jakaantumisalue}$$

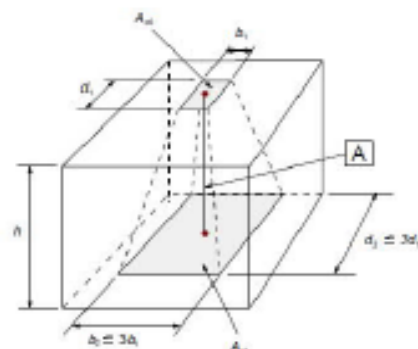
$$F_{Rdu} := \min \left( A_{c0} \cdot f_{cs} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}, 3.0 \cdot f_{cs} \cdot A_{c0} \right) = 30182.85 \text{ kN}$$

$$k := \frac{\frac{F_{Rdu}}{A_{c0}}}{f_{cs}} = 1.356$$

$$f'_{cs1} := k \cdot f_{cs} = 47.444 \text{ MPa}$$

#### Reunapilarin lujuus ACI 318

$$f_{cs,ACI} := \text{if} \left( \frac{f_{cp}}{f_{cs}} > 1.4, 1.4 f_{cs}, f_{cp} \right) = 49 \text{ MPa}$$



### Liite 3: Liitosalueen tehollisen lujuuden määrittäminen numeerisilla menetelmillä (pilari C50/60, laatta C35/45)

#### CSA-A23.3-04

$$f_{ce,CSA} := \text{if} \left( \frac{f_{cp}}{f_{cs}} > 1.4, 1.4 f_{cs}, f_{cp} \right)$$

$$f_{ce,CSA} := f_{ce,ACI} = 49 \text{ MPa}$$

#### Kamble ja Klinar

$$f_{ce,Kamble\&Klinar} := \text{if} \left( \frac{f_{cp}}{f_{cs}} > 1.4, 0.32 \cdot f_{cp} + 0.85 \cdot f_{cs}, f_{cp} \right) = 45.75 \text{ MPa}$$

$$k := \frac{f_{ce,Kamble\&Klinar}}{f_{cs}} = 1.307$$

#### Ospina ja Alexander

$$f_{ce,Ospina} := \text{if} \left( \frac{f_{cp}}{f_{cs}} > 1.4, 1.4 f_{cs}, f_{cp} \right) = 49 \text{ MPa}$$

#### Kayani

$$\lambda_G := 1.00$$

$$f_{ce,Kayani} := 2 \cdot \lambda_G \cdot \frac{f_{cp} \cdot f_{cs}}{f_{cp} + f_{cs}} = 41.176 \text{ MPa}$$

$$k := \frac{f_{ce,Kayani}}{f_{cs}} = 1.176$$

#### Alin malli Sandwichpilarille

Koska Sandwichpilari vastaa riittävällä tarkkuudella nurkkapilari, niin voidaan soveltaa myös reunapilarille.

$$f_{ce,Alin} := \frac{f_{cp} \cdot f_{cs}}{\frac{h}{D} (f_{cp} - f_{cs}) + f_{cs}} = 43.388 \text{ MPa}$$

$$k := \frac{f_{ce,Alin}}{f_{cs}} = 1.24$$

#### Shu ja Hawkins

$$A := \frac{1}{\left( 0.4 + 2.66 \frac{h}{D} \right)}$$

$$f_{ce,Shu\&Hawkins} := f_{cs} + A \cdot (f_{cp} - f_{cs}) = 46.146 \text{ MPa}$$

$$k := \frac{f_{ce,Shu\&Hawkins}}{f_{cs}} = 1.318$$

### Liite 3: Liitosalueen tehollisen lujuuden määrittäminen numeerisilla menetelmillä (pilari C50/60, laatta C35/45)

Shahid

$$\varepsilon'_{cs} := \frac{0.003}{\sqrt{\frac{h}{D}}} = 0.005$$

$$n := \frac{E_s}{E_p} = 0.914$$

Laatan ja pilarin kimmokertoimien suhde

$$f_{ce} := \text{if} \left( f_{cs} + \frac{\varepsilon'_{cs} \cdot E_s}{10 + n} > f_{cp}, f_{cp}, f_{cs} + \frac{\varepsilon'_{cs} \cdot E_s}{10 + n} \right) = 50 \text{ MPa}$$

$$k := \frac{f_{ce}}{f_{cs}} = 1.429$$

## Liite 4: Lisäraudoituksen käyttö liitosalueella ja tehollisen lujuuden määrittäminen (3016-k80)

### Betonin ominaisuudet

$$f_{cp} := 70 \text{ MPa} \quad \text{pilarin lujuus}$$

$$f_{cs} := 35 \text{ MPa} \quad \text{laatan lujuus}$$

$$f_{cm,s} := f_{cs} + 8 \text{ MPa}$$

$$f_{cm,p} := f_{cp} + 8 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{c2} := 0.002$$

$$\varepsilon_{cu2} := 0.0035$$

$$\varepsilon_{c0} := \varepsilon_{c2}$$

$$E_s := 22 \cdot \left( \frac{f_{cm,s}}{10} \right)^{0.3} \cdot \text{MPa}^{0.7} \cdot 1000 = 34.08 \text{ GPa} \quad \text{laatan kimmokerroin}$$

$$E_p := 22 \cdot \left( \frac{f_{cm,p}}{10} \right)^{0.3} \cdot \text{MPa}^{0.7} \cdot 1000 = 40.74 \text{ GPa} \quad \text{pilarin kimmokerroin}$$

### Teräksen ominaisuudet

$$f_{yh} := 500 \text{ MPa} \quad \text{teräksen lujuus}$$

### Haat

$$n_h := 3 \quad \text{hakojen määrä}$$

$$\phi_s := 16 \text{ mm} \quad \text{hakojen halkaisija}$$

$$s := 80 \text{ mm} \quad \text{hakaväli}$$

$$s' := s - \phi_s = 64.000 \text{ mm} \quad \text{hakojen pienin etäisyys}$$

$$A_{sp} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_s}{2} \right)^2 = 201.062 \text{ mm}^2 \quad \text{poikittaisen raudoituksen pinta-ala}$$

### Pituussuuntainen raudoitus

$$\phi_l := 32 \text{ mm} \quad \text{päätangon halkaisija}$$

$$n_l := 10 \quad \text{tankojen lukumäärä}$$

$$A_{sl} := n_l \cdot \pi \cdot \left( \frac{\phi_l}{2} \right)^2 = (8.042 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{Pituussuuntaisten rautojen pinta-ala}$$



## Liite 4: Lisäraudoituksen käyttö liitosalueella ja tehollisen lujuuden määrittäminen (3016-k80)

### Liitosalue/laatta

$h := 320 \text{ mm}$	laatan paksuus
$s_{uloke} := 425 \text{ mm}$	laatan uloke
$D := 900 \text{ mm}$	pilarin halkaisija
$d_s := D + \frac{h}{n_h \cdot 4} = 926.667 \text{ mm}$	betoniytimen halkaisija (kappale 6.6)

### Manderin malli (1988)

$f_l := \frac{2 \cdot f_{yh} \cdot A_{sp}}{s \cdot d_s} = 2.712 \text{ MPa}$	sivupaine
$A_e := \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot d_s}\right)^2 = (6.287 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$	tehollinen sulkeumavaikutuksen ala
$A_c := \pi \cdot \left(\frac{d_s}{2}\right)^2$	
$\rho_{cc} := \frac{A_{sl}}{A_c} = 0.0119$	pituussuuntaisten terästen suhde betonin ytimen alaan
$A_{cc} := A_c \cdot (1 - \rho_{cc}) = (6.664 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$	keskialueen rajaama alue ilman pystyteräksiä
$k_e := \frac{A_e}{A_{cc}} = 0.943$	tehokkaan sulkeumavaikutuksen kerroin
$f'_l := k_e \cdot f_l = 2.559 \text{ MPa}$	tehollinen sivupaine
$f_{cc\_mander} := f_{cs} \cdot \left(-1.254 + 2.254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7.94 \cdot f'_l}{f_{cs}}} - 2 \cdot \frac{f'_l}{f_{cs}}\right) = 50.170 \text{ MPa}$	korotettu lujuus
$\varepsilon_{cc\_mander} := \varepsilon_{c0} \cdot \left(1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cc\_mander}}{f_{cs}} - 1\right)\right) = 0.0063$	
Manderin mallin suurin lujuus sijaitsee yli sallitun muodonmuutos alueen ulkopuolella. Lasketaan betonin lujuus, kun muodon muutos, kun $\varepsilon_c = (0,002; 0,0035 \text{ tai } 0,005)$ .	
$E_{sec} := \frac{f_{cc\_mander}}{\varepsilon_{cc\_mander}} = (7.920 \cdot 10^3) \text{ MPa}$	
$r := \frac{E_s}{E_s - E_{sec}} = 1.303$	
$\varepsilon_{cu} := 0.007$	

## Liite 4: Lisäraudoituksen käyttö liitosalueella ja tehollisen lujuuden määrittäminen (3016-k80)

$$\varepsilon_c := 0,000001 \dots \varepsilon_{cu}$$

$$x(\varepsilon_c) := \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc\_mander}}$$

$$f_{c\_mander}(\varepsilon_c) := \frac{f_{cc\_mander} \cdot x(\varepsilon_c) \cdot r}{r - 1 + x(\varepsilon_c)^r}$$

$$f_{c\_mander}(0.002) = 39.271 \text{ MPa}$$

$$k := \frac{f_{c\_mander}(0.002)}{f_{cs}} = 1.122$$

$$f_{c\_mander}(0.0035) = 47.240 \text{ MPa}$$

$$k := \frac{f_{c\_mander}(0.0035)}{f_{cs}} = 1.350$$

$$f_{c\_mander}(0.005) = 49.724 \text{ MPa}$$

$$k := \frac{f_{c\_mander}(0.005)}{f_{cs}} = 1.421$$

### EC2- kolmiakselialinen puristuslujuus

$$f_{cc\_EC2} := \text{if} \left( f'_l \geq 0.05 f_{cs}, f_{cs} \cdot \left( 1.125 + 2.5 \cdot \frac{f'_l}{f_{cs}} \right), f_{cs} \cdot \left( 1 + 5 \cdot \frac{f'_l}{f_{cs}} \right) \right) = 45.771 \text{ MPa}$$

EC2 venmyä sallittujen rajojen sisällä, joten tarkastetaan vielä lujuus, kun  $\varepsilon_c = 0.002$ .

$$\varepsilon_{cc\_EC2} := \varepsilon_{c2} \cdot \left( \frac{f_{cc\_EC2}}{f_{cs}} \right)^2 = 0.0034$$

$$\varepsilon_{cu\_EC2} := \varepsilon_{cu2} + 0.2 \cdot \frac{f'_l}{f_{cs}} = 0.0181$$

$$k_{EC2} := 1.1 \cdot E_s \cdot \frac{\varepsilon_{cc\_EC2}}{f_{cc\_EC2}} = 2.801$$

$$f_{c\_EC2}(\varepsilon_c) := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc\_EC2} \\ \left\| f_{cc\_EC2} \cdot \left( \frac{k_{EC2} \cdot \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc\_EC2}} \right) - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc\_EC2}} \right)^2}{1 + (k_{EC2} - 2) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc\_EC2}}} \right) \right\| \\ \text{else} \\ \left\| f_{cc\_EC2} \right\| \end{cases}$$

$$f_{c\_EC2}(0.002) = 40.396 \text{ MPa}$$

## Liite 4: Lisäraudoituksen käyttö liitosalueella ja tehollisen lujuuden määrittäminen (3016-k80)

### Razvi ja Saatcioglu 1992

$$k_1 := 6.7 \cdot (f_l)^{-0.17} \frac{1}{\text{MPa}^{-0.17}} = 5.655$$

$$k_2 := 1$$

$$f_{cc\_razvi1992} := f_{cs} + k_1 \cdot f_l = 50.337 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{01.1992} := 0.002$$

$$K := \frac{k_1 \cdot f_l}{f_{cs}} = 0.438$$

$$\varepsilon_{cc\_razvi1992} := \varepsilon_{01.1992} \cdot (1 + 5 \cdot K) = 0.0064$$

$$\varepsilon_{085.1992} := 0.0038$$

$$\varepsilon_{85.1992} := 260 \cdot \varepsilon_{cc\_razvi1992} \cdot \rho_{cc} + \varepsilon_{085.1992} = 0.0236$$

$$f_{c\_razvi.1992}(\varepsilon_c) := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc\_razvi1992} \\ \left| f_{cc\_razvi1992} \cdot \left( 2 \cdot \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc\_razvi1992}} \right) - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc\_razvi1992}} \right)^2 \right)^{\frac{1}{(1+2K)}} \right| \\ \text{else} \\ \left| \max \left( f_{cc\_razvi1992} \cdot \left( 1 - 0.15 \cdot \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{cc\_razvi1992}}{\varepsilon_{85.1992} - \varepsilon_{cc\_razvi1992}} \right), 0.2 \cdot f_{cc\_razvi1992} \right) \right| \end{cases}$$

$$f_{c\_razvi.1992}(0.002) = 35.835 \text{ MPa}$$

$$k := \frac{f_{c\_razvi.1992}(0.002)}{f_{cs}} = 1.024$$

$$f_{c\_razvi.1992}(0.0035) = 44.576 \text{ MPa}$$

$$k := \frac{f_{c\_razvi.1992}(0.0035)}{f_{cs}} = 1.274$$

$$f_{c\_razvi.1992}(0.005) = 49.065 \text{ MPa}$$

$$k := \frac{f_{c\_razvi.1992}(0.005)}{f_{cs}} = 1.402$$

## Liite 4: Lisäraudoituksen käyttö liitosalueella ja tehollisen lujuuden määrittäminen (3016-k80)

### Razvi ja Saatcioglu 1999

$$k_1 := 6.7 \cdot (f_l)^{-0.17} \frac{1}{MPa^{-0.17}} = 5.655$$

$$f_{cc\_razvi1999} := f_{cs} + k_1 \cdot f_l = 50.337 \text{ MPa}$$

$$k_3 := \min\left(\frac{40 \text{ MPa}}{f_{cs}}, 1\right) = 1.000$$

$$\varepsilon_{01.1999} := 0.0028 - 0.0008 \cdot k_3 = 0.002$$

$$\varepsilon_{085.1999} := \varepsilon_{01.1999} + 0.0018 \cdot k_3^2 = 0.0038$$

$$\varepsilon_{cc\_razvi1999} := \varepsilon_{01.1999} \cdot (1 + 5 \cdot k_3 \cdot K) = 0.0064$$

$$k_4 := \max\left(\frac{f_{yh}}{500 \text{ MPa}}, 1\right) = 1.000$$

$$\varepsilon_{85.1999} := 260 \cdot k_3 \cdot \rho_{cc} \cdot \varepsilon_{cc\_razvi1999} \cdot (1 + 0.5 \cdot k_2 \cdot (k_4 - 1)) + \varepsilon_{085.1999} = 0.0236$$

$$E_{sec} := \frac{f_{cc\_razvi1999}}{\varepsilon_{cc\_razvi1999}}$$

$$r := \frac{E_s}{E_s - E_{sec}}$$

$$f_{c\_razvi.1999}(\varepsilon_c) := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc\_razvi1999} \\ \left\| \frac{f_{cc\_razvi1999} \cdot \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc\_razvi1999}} \right) \cdot r}{r - 1 + \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc\_razvi1999}} \right)^r} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \max\left(f_{cc\_razvi1999} \cdot \left(1 - 0.15 \cdot \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{cc\_razvi1999}}{\varepsilon_{85.1999} - \varepsilon_{cc\_razvi1999}}\right), 0.2 \cdot f_{cc\_razvi1999}\right) \right\| \end{array} \right\|$$

Myös Razvin ja Saatcioglu mallissa lujuuden suurin arvo on sallitun muodonmuutosalueen ulkopuolella. Tästä syystä tarkistetaan puristuslujuus, kun venymä  $\varepsilon_c = 0.002; 0.0035$  ja  $0.005$ .

## Liite 4: Lisäraudoituksen käyttö liitosalueella ja tehollisen lujuuden määrittäminen (3016-k80)

$$f_{c\_razvi.1999}(0.002) = 39.312 \text{ MPa} \quad k := \frac{f_{c\_razvi.1999}(0.002)}{f_{cs}} = 1.123$$

$$f_{c\_razvi.1999}(0.0035) = 47.336 \text{ MPa} \quad k := \frac{f_{c\_razvi.1999}(0.0035)}{f_{cs}} = 1.352$$

$$f_{c\_razvi.1999}(0.005) = 49.862 \text{ MPa} \quad k := \frac{f_{c\_razvi.1999}(0.005)}{f_{cs}} = 1.425$$

### Newman & Newman (1971)/EC8-3-2005

$$k_{newman} := 3.7 \cdot \left( \frac{f'_l}{f_{cs}} \right)^{0.86} = 0.390$$

$$f_{cc\_newman} := f_{cs} \cdot (1 + k_{newman}) = 48.654 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cc\_newman} := \varepsilon_{c2} \cdot (1 + 5 \cdot k_{newman}) = 0.0059$$

$$\varepsilon_{cu\_newman} := 0.004 + 0.5 \cdot \frac{f'_l}{f_{cc\_newman}} = 0.0303$$

$$k := 1.1 \cdot E_s \cdot \frac{\varepsilon_{cc\_newman}}{f_{cc\_newman}} = 4.546$$

$$f_{c\_newman}(\varepsilon_c) := f_{cc\_newman} \cdot \left( \frac{k \cdot \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc\_newman}} \right) - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc\_newman}} \right)^2}{1 + (k-2) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc\_newman}}} \right)$$

$$f_{c\_newman}(0.002) = 37.241 \text{ MPa} \quad k := \frac{f_{c\_newman}(0.002)}{f_{cs}} = 1.064$$

$$f_{c\_newman}(0.0035) = 45.445 \text{ MPa} \quad k := \frac{f_{c\_newman}(0.0035)}{f_{cs}} = 1.298$$

$$f_{c\_newman}(0.005) = 48.295 \text{ MPa} \quad k := \frac{f_{c\_newman}(0.005)}{f_{cs}} = 1.380$$

FIB 2010 ei löytynyt ohjeita jännitys-venymä käyrän määrittämiseen. Määritin sen samalla tavoin kuin Newman & Newmanin käyrän, koska soveltuu paremmin kuin EC 2 kaava.

## Liite 4: Lisäraudoituksen käyttö liitosalueella ja tehollisen lujuuden määrittäminen (3016-k80)

### Richart (1928)

$$f_{cc\_richart} := f_{cs} + 4.1 \cdot f'_l = 45.490 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cc\_richart} := \varepsilon_{c0} \cdot \left( 1 + 5 \cdot \left( \frac{f_{cc\_richart}}{f_{cs}} - 1 \right) \right) = 0.005$$

$$k := \frac{f_{cc\_richart}}{f_{cs}} = 1.300$$

$$E_{sec} := \frac{f_{cc\_richart}}{\varepsilon_{cc\_richart}}$$

$$r := \frac{E_s}{E_s - E_{sec}} = 1.365$$

$$f_{c\_richart}(\varepsilon_c) := \frac{f_{cc\_richart} \cdot x(\varepsilon_c) \cdot r}{r - 1 + x(\varepsilon_c)^r}$$

$$f_{c\_richart}(0.002) = 34.269 \text{ MPa} \quad k := \frac{f_{c\_richart}(0.002)}{f_{cs}} = 0.979$$

$$f_{c\_richart}(0.0035) = 42.363 \text{ MPa} \quad k := \frac{f_{c\_richart}(0.0035)}{f_{cs}} = 1.210$$

### FIB 2010

$$f_{cc\_fib2010} := f_{cs} + 3.5 \cdot \left( \frac{f'_l}{f_{cs}} \right)^{0.75} \cdot f_{cs} = 52.222 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cc\_fib2010} := \varepsilon_{c2} \cdot \left( 1 + 5 \cdot \left( \frac{f_{cc\_fib2010}}{f_{cs}} - 1 \right) \right) = 0.007$$

$$k_{fib2010} := k_{EC2}$$

$$k := 1.1 \cdot E_s \cdot \frac{\varepsilon_{cc\_fib2010}}{f_{cc\_fib2010}} = 4.968$$

$$f_{c\_fib2010}(\varepsilon_c) := f_{cc\_fib2010} \cdot \left( \frac{k \cdot \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc\_fib2010}} \right) - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc\_fib2010}} \right)^2}{1 + (k-2) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc\_fib2010}}} \right)$$

## Liite 4: Lisäraudoituksen käyttö liitosalueella ja tehollisen lujuuden määrittäminen (3016-k80)

$$f_{c\_fib2010}(0.002) = 38.010 \text{ MPa}$$

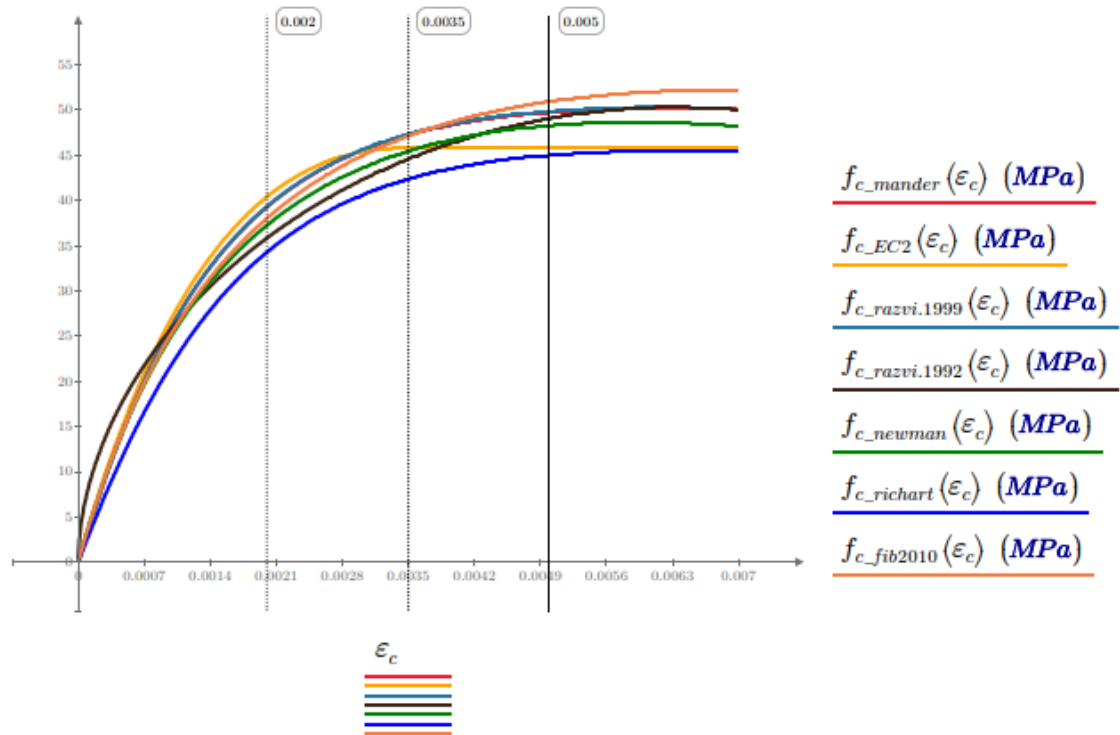
$$k := \frac{f_{c\_fib2010}(0.002)}{f_{cs}} = 1.086$$

$$f_{c\_fib2010}(0.0035) = 47.121 \text{ MPa}$$

$$k := \frac{f_{c\_fib2010}(0.0035)}{f_{cs}} = 1.346$$

$$f_{c\_fib2010}(0.005) = 50.943 \text{ MPa}$$

$$k := \frac{f_{c\_fib2010}(0.005)}{f_{cs}} = 1.456$$



## Liite 5: Liitosalueen hydrostaattisen paineen kuvia

